

Die Tragfähigkeit der mittig belasteten Stahlbetonsäulen.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel, Technische Hochschule München.

Noch vor 20 Jahren war man der Meinung, daß dem Knicken Stahlbetonstützen wegen ihrer geringen Schlankheit nur eine geringe Bedeutung zukommt. Es genügt schon ein Blick auf die Fahrbahnstützen der Sandöbrücke (Bild 1), um zu erkennen, daß sich die Verhältnisse inzwischen gründlich geändert haben.

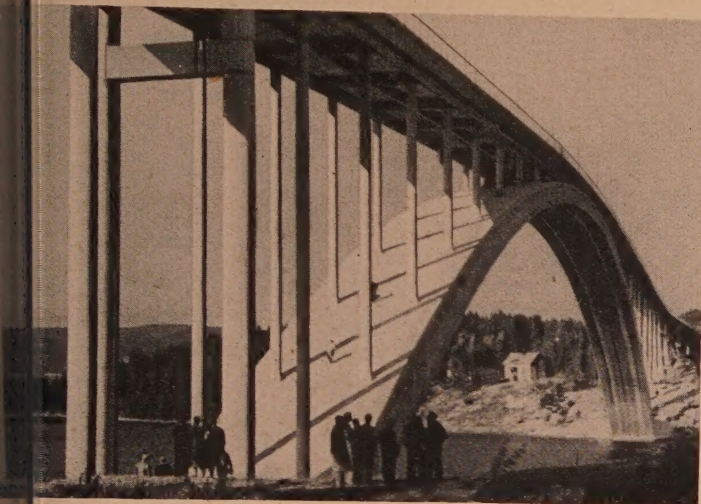


Bild 1. Sandöbrücke in Schweden.

Während in der Ausgabe 1932 der damals noch allein gültigen Stahlbeton-Bestimmungen (DIN 1045) die Knickzahlen ω nur bis $\omega = 140$ angegeben waren, enthält die später neu erlassene Norm über Fertigbauteile aus Stahlbeton (DIN 4225) seit 1943 die Werte ω bis zur Grenzschlankheit 275. Die Tragfähigkeit der Stahlbetonsäulen ist daher nicht nur eine Angelegenheit der wissenschaftlichen Grundlagenforschung, sondern auch eine Angelegenheit von großer praktischer Bedeutung.

Der Ausbau der von den Formänderungslinien der Säulenbauwerke ausgehenden n -freien Säulentheorie verlief zeitlich parallel zur Entwicklung der n -freien Berechnungsverfahren des Stahlbetonbalkens. Die grundlegende Arbeit über das Knicken mittig und

mittig gedrückter Stahlbetonsäulen wurde 1934 von Baumann¹⁾ veröffentlicht und die Richtigkeit der errechneten Knickspannungskurven durch an der E.M.P.A. durchgeführte Knickversuche bestätigt. Weitere Beiträge lieferten u. a. Dischinger²⁾, Jäger³⁾ und Voellmy⁴⁾. Heute ist die Theorie weit ausgebaut, da fast alle wichtigen Probleme ihrer strengen Lösung zugeführt werden konnten. Noch nicht restlos geklärt ist der Einfluß des Kriechens auf die Knicklasten mittig gedrückter Stahlbetonsäulen, und zwar aus folgenden Gründen: Setzt man Proportionalität zwischen Spannung und Kriechen voraus, so ist wegen der krummlinigen Betonspannungsverformung die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr gerechtfertigt; rechnet man jedoch nach Stadium I mit einer ebene Spannungverteilung im Beton und Stahl, so kann man im Bereich kleiner Exzentrizitäten der Normalkraft erfassen. Im letzteren Fall ist die Traglastberechnung kein Stabilitätsproblem, sondern ein nach der Theorie 2. Ordnung zu lösendes Spannungsproblem, weil bei unbeschränkter Gültigkeit des Hooke-

schen Gesetzes stets Gleichgewicht zwischen dem Moment der äußeren und der inneren Kräfte möglich ist.

Im folgenden wird eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der Theorie mittig gedrückter Säulen gebracht, ohne auf Einzelheiten näher einzugehen. Bezüglich der letzteren sowie aller Ableitungen muß auf die in den Fußnoten angeführten Arbeiten verwiesen werden.

Die Knicklast P_K einer mittig gedrückten Säule ist jene Last, unter der außer der geraden Stabform noch eine Gleichgewichtslage mit unendlich kleinen seitlichen Ausbiegungen möglich ist. Die Erweiterung des von Engesser für den plastischen Bereich des Baustahls aufgestellten Knickmodulverfahrens auf den Baustoff Stahlbeton⁵⁾ liefert für die Knicklast die Gleichung

$$P_K = \frac{\pi^2 E' J}{l^2}, \quad (1)$$

in welcher E' den Knickmodul, J das Trägheitsmoment des vollen Säulenquerschnitts ohne Stahleinlagen in bezug auf die zur Ausknickrichtung senkrechte Schwerachse und l die freie Knicklänge bedeuten. Der von der Längskraft, den Formänderungslinien der Baustoffe und der Querschnittsform abhängige Knickmodul E' wird berechnet aus der Gleichung

$$E' = \frac{E_1}{J} (J_{b1} + n_1 J_{e1}) + \frac{E_2}{J} (J_{b2} + n_2 J_{e2}). \quad (2)$$

Die eingeklammerten Trägheitsmomente beziehen sich auf die Biege Nulllinie $a-a$ (Bild 2), deren Lage aus der Bedingungsgleichung

$$S_{b1} + \alpha_3 S_{e1} = \alpha_2 S_{b2} + \alpha_4 S_{e2} \quad (3)$$

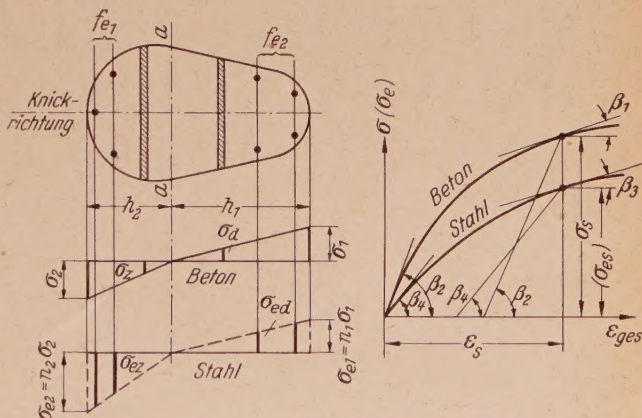


Bild 2.

ermittelt wird. S_{b1} , S_{b2} , S_{e1} , S_{e2} sind die statischen Momente der rechts und links von der Biege Nulllinie befindlichen Querschnittsteile in bezug auf die Achse $a-a$. Der mittig wirkenden Längskraft des Querschnitts entspricht eine Stauchung ϵ_s , die Betondruckspannung σ_s und die Stahlspannung σ_{es} ; die dieser Spannungsstufe zugeordneten Elastizitätsziffern des Betons für die Be- und Entlastung sind $E_1 = \text{tg } \beta_1$, $E_2 = \text{tg } \beta_2$. Der Stahlspannung σ_{es} entsprechen die Werte $E_3 = \text{tg } \beta_3$, $E_4 = \text{tg } \beta_4$. In den letzten Gleichungen bedeuten

$$\alpha_2 = \frac{E_2}{E_1}, \quad \alpha_3 = n_1 = \frac{E_3}{E_1}, \quad \alpha_4 = \frac{E_4}{E_1}, \quad n_2 = \frac{E_4}{E_2}.$$

Während die Nulllinie für beliebige Querschnittsformen auf zeichnerischem Wege aufgesucht wird⁶⁾, lassen sich für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt fertige Formeln ableiten. Mit den

¹⁾ Baumann, Die Knickung der Eisenbetonsäulen. E.M.P.A. Bericht Nr. 89, Zürich 1934.

²⁾ Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Abschn. Massivbau, S. 1346. 2. Aufl., Berlin 1949, Springer-Verlag.

³⁾ Jäger, Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau. Wien 1948, Manz'sche Verlagsbuchhandlung.

⁴⁾ Voellmy, Zusammenhang zwischen Druck-, Biege- und Knickfestigkeit von Beton und Eisenbeton. Schweiz. Bauztg. 1949, S. 536.

⁵⁾ Habel, Berechnung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen auf n -freier Grundlage. B. u. E. 38 (1939), Hefte 13 u. 15, S. 221 u. 248.

⁶⁾ Habel, Der Einfluß der Querschnittsform auf die Tragfähigkeit mittig gedrückter Eisenbetonsäulen bei Knickgefahr. B. u. E. 37 (1938), Heft 11, S. 188.

Bezeichnungen des Bildes 3 erhält man für den Abstand der Nulllinie vom Druckrand

$$h_1 = \frac{-\left[\alpha_2 a + \frac{f_e}{b}(\alpha_3 + \alpha_4)\right]}{(1 - \alpha_2)} + \sqrt{\left[\alpha_2 a + \frac{f_e}{b}(\alpha_3 + \alpha_4)\right]^2 + 2a(1 - \alpha_2)\left\{\frac{\alpha_2 a}{2} + \frac{f_e}{b}[\alpha_3 k + \alpha_4(1 - k)]\right\}} \quad (4)$$

Der Knickmodul folgt aus

$$E' = \frac{12}{a^3} \left\{ E_1 \frac{h_1^3}{3} + n_1 \frac{f_e}{b} (h_1 - k a)^2 \right\} + E_2 \left\{ \frac{(a - h_1)^3}{3} + n_2 \frac{f_e}{b} (a - h_1 - k a)^2 \right\} \quad (5)$$

Weil die Knicklast dem Modul E' proportional ist, muß sich jede Änderung der Formänderungs- und Festigkeitseigenschaften der Baustoffe auf die Knickspannungen auswirken.

1. Der Einfluß der Formänderungseigenschaften des Betons.

In Bild 4 sind die Formänderungslinien zweier fast gleich fester Betone dargestellt; der sandarme Beton A mit der Prismenfestigkeit $K_b = 183,5 \text{ kg/cm}^2$ hat eine Bruchstauchung $\epsilon_0 = 1,15\text{‰}$, der sandreiche Beton B mit $K_b = 181,5 \text{ kg/cm}^2$ besitzt die größere Stauch-

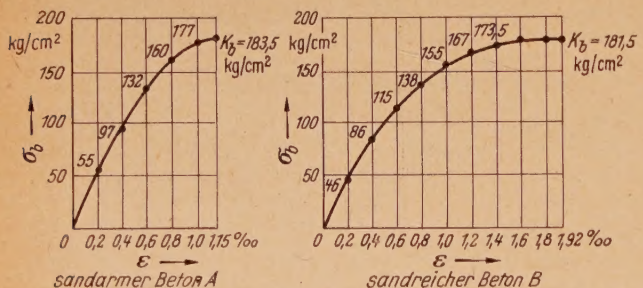


Bild 4. Einfluß der Bruchstauchung des Betons auf die Knickspannungslinien.

fähigkeit $1,92\text{‰}$. Die beiden an mittig gedrückten Prismen gemessenen σ - ϵ -Linien beweisen, daß Betone trotz gleicher Festigkeit verschiedene Formänderungslinien besitzen können⁷⁾.

Für eine Säule mit dem in Bild 4 ersichtlichen Querschnitt und $\mu = 1\text{‰}$ Bewehrung aus Betonstahl I ($\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) wurden die Knickspannungslinien unter der Voraussetzung berechnet, daß einmal Beton A, dann Beton B verwendet wird. Wie Bild 4 zeigt,

hat der sandreiche Beton B mit der größeren Bruchstauchung durchweg kleinere Knickspannungen ergeben als der sandarme Beton A. Für $\lambda = 80$ und Beton A ist $\sigma_k = 201 \text{ kg/cm}^2$, für den Beton B 186 kg/cm^2 ; für $\lambda = 145$ sind die entsprechenden Werte 135 und 111 kg/cm^2 . Obwohl die Säule in beiden Fällen aus gleichfestem Beton besteht, ist ihre Knicklast für $\lambda = 145$ bei Verwendung von Beton A um rund 22% größer als bei Beton B.

Um den Einfluß der Gestalt der Formänderungslinie des Betons (Völligkeitsgrad) beurteilen zu können, sind in Bild 5 die Knick-

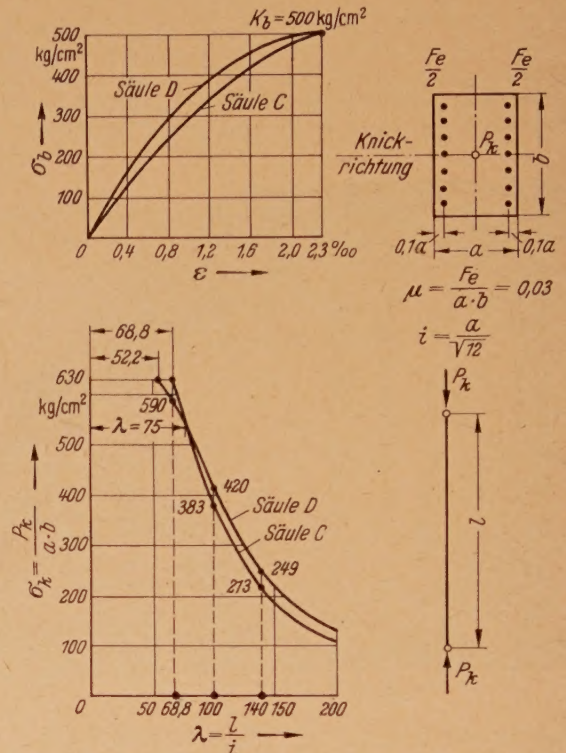


Bild 5. Einfluß der Gestalt der Formänderungslinie des Betons auf die Knickspannungen

spannungslinien zweier Säulen C und D aus gleich festem Beton $K_b = 500 \text{ kg/cm}^2$ mit der gleichen Stauchfähigkeit von $2,3\text{‰}$ und mit 3% Bewehrungsgehalt ($\sigma_s = 6500 \text{ kg/cm}^2$) dargestellt; die Säule D unterscheidet sich von C mithin lediglich durch die stärker Krümmung der Formänderungslinie des Betons. Während die Säule C den längeren „Druckbereich“ und von $\lambda = 52,2$ bis 75 die höheren Knicklasten aufweist, ist bei $\lambda > 75$ die Tragfähigkeit der Säule D wesentlich größer als die der Säule C; so ist z. B. bei $\lambda = 14$ die Knickspannung 249 kg/cm^2 um 16,9% größer als $\sigma_k = 213 \text{ kg/cm}^2$ der Säule C.

Kongruente Säulen aus gleich festem Beton haben mithin verschiedene Traglasten, wenn die Formänderungslinien der Beton verschieden sind. Da die Unterschiede nicht klein sind, darf man bei der Beurteilung von Säulenversuchen nicht alle Abweichungen kurzerhand den „Streuungen“ zur Last legen, man muß vielmehr auch den Einfluß der Formänderungseigenschaften des Betons beachten.

2. Der Einfluß der Betonfestigkeit und des Bewehrungsgehalts.

Bild 6 zeigt die Knickspannungslinien von Säulen aus Beton mit den Prismenfestigkeiten 150 (Säule A) und 300 kg/cm^2 (Säule B) und den Bewehrungsziffern $\mu = 0, 0,01$ und $0,03$. Um das Ergebnis von anderen Einflüssen freizuhalten, wurden die Formänderungslinien des Betons als Parabeln mit waagerechter oberer Endtangente angenommen und die gleiche Bruchstauchung $1,8\text{‰}$ vorausgesetzt. Die Formänderungslinie des idealplastischen Stahls wird durch die Quetschgrenze $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ und den Modul $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ im elastischen Bereich gekennzeichnet. Aus dem Verlauf der Knickspannungslinien können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Der festere Beton liefert immer die höheren Knicklasten. Die Steigerung der Tragfähigkeit ist bei der unbewehrten Säule am größten und wird mit wachsendem Bewehrungsgehalt kleiner.

2. Die Knickspannungen wachsen mit dem Bewehrungsgehalt

⁷⁾ v. Emperger, Vierter Bericht des Unterausschusses für Säulen. Mittlg. über Versuche des öst. Eisenbeton-Ausschusses. Wien 1933, Heft 13, S. 47.

im festeren Beton $K_b = 300 \text{ kg/cm}^2$ ist jedoch die Tragfähigkeits-
erhöhung kleiner als beim Beton $K_b = 150 \text{ kg/cm}^2$.

3. Ist σ_{k0} die Bruchspannung der Säule mit der gedachten Schlank-
heit $\lambda = 0$, dann ist der Wert σ_k/σ_{k0} bei beiden Betongattungen im
Bereich der untersuchten Schlankheiten ($\lambda = 0$ bis 180) vom Be-

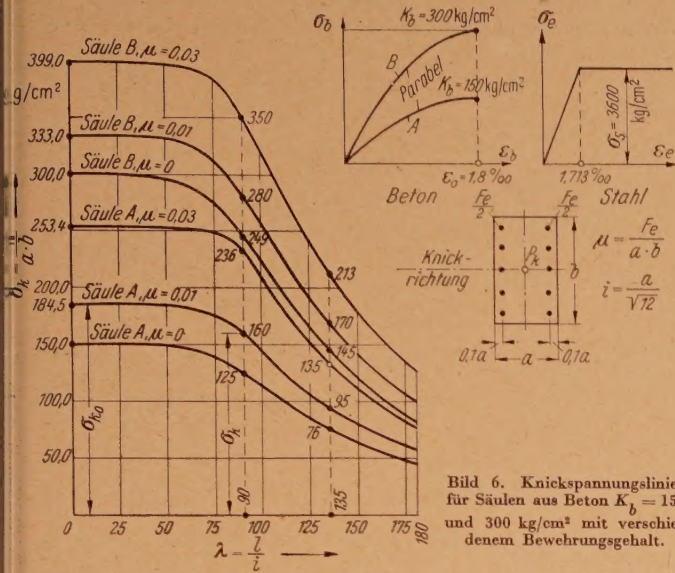


Bild 6. Knickspannungslinien für Säulen aus Beton $K_b = 150$ und 300 kg/cm^2 mit verschiedenem Bewehrungsgehalt.

wehrungsgehalt fast unabhängig. Es ist daher nicht notwendig, die
Knickzahlen ω nach dem Bewehrungsgehalt abzustufen, und es
müßte eine einheitliche Festsetzung der ω -Werte für schwach und
stark bewehrte Säulen.

Der Einfluß der Güte des Stahls.

Die Knickspannungslinien in Bild 7 gelten für drei Säulen, die

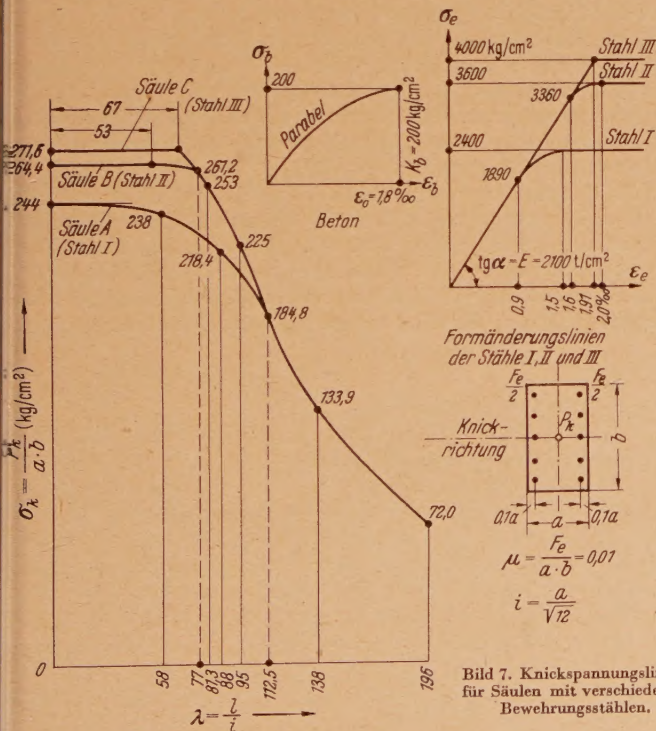


Bild 7. Knickspannungslinien für Säulen mit verschiedenen Bewehrungsstählen.

sch nur durch die Güte des Bewehrungsstahls unterscheiden. Die
Säule A ist mit Stahl I, die Säule B mit naturhartem Stahl II und
mit Stahl III bewehrt, wobei der Bewehrungsgehalt stets 1%
trägt. Die Formänderungslinie des Betons ist in allen drei Fällen
eine Parabel mit $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ und $\epsilon_0 = 1,8/1000$. Weil alle Stähle
im Hookeschen Bereich denselben Modul $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ haben,
fallen die Knickspannungslinien der drei Säulen im Bereich der
großen Schlankheitsgrade zusammen. Bei den gedrungenen Stützen
wird jedoch durch den besseren Stahl die Tragfähigkeit erhöht. Die
bei $\lambda = 77$ und $112,5$ liegenden Abzweigpunkte der Knickspannungs-

linien der Säulen A und B sind dadurch gekennzeichnet, daß die
Stahlspannung in den Längseinlagen gerade die Proportionalitäts-
grenze erreicht. Da bei der Säule A für $\epsilon = 1,8/1000$ die Belastungs-
moduln E_1, E_3 für Beton und Stahl Null sind, verläuft ihre Knick-
spannungslinie tangential zur Waagrechten durch ihren oberen Aus-
gangspunkt. Bei den mit Stahl II und III bewehrten Säulen B und
C sind die der Betonbruchstauchung $1,8/1000$ entsprechenden Werte
 E_3 nicht gleich Null, es ist daher in beiden Fällen ein Druckbereich
vorhanden, der bei der Säule B bis $\lambda = 53$, bei C bis 67 reicht. Im
vorliegenden Fall ist durch den Stahl III nur eine unwesentliche
Erhöhung der Knickspannungen gegenüber der mit Stahl II be-
wehrten Säule erzielt worden; eine weitere Steigerung der Trag-
fähigkeit kann nur eintreten, wenn die Stauchfähigkeit des Betons
größer als $1,8/1000$ ist.

4. Bewehrungsanordnung im Querschnitt.

Es ist nicht gleichgültig, ob die Stahleinlagen in Randnähe oder
mehr im Innern des Säulenquerschnitts liegen. Denkt man sich die
Bewehrung im Querschnitt in eine andere Lage verschoben, so
ändern sich die in der Bedingungsgleichung (3) für die Biege Null-
linie auftretenden statischen Momente S und im Ausdruck für den
Knickmodul [Gl. (2)] die Trägheitsmomente J . Es muß daher jeder
Bewehrungsanordnung eine andere Knicklast entsprechen.

Um den Einfluß der Bewehrungsanordnung an einem krassen Fall
zu beurteilen, betrachten wir die in Bild 8 dargestellten Knick-

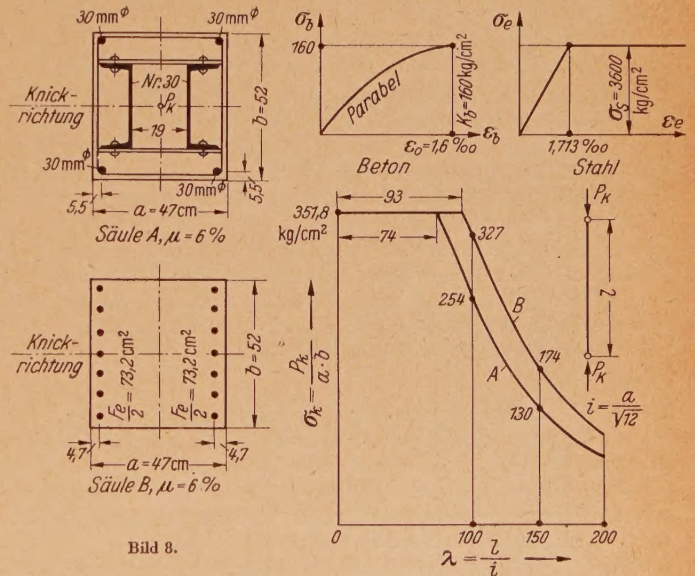


Bild 8.

spannungslinien zweier Säulen A und B vom gleichen Betonquer-
schnitt und Bewehrungsgehalt $\mu = 6\%$. Die Säule A ist mit zwei
[30 und vier Rundstäben bewehrt, die Säule B lediglich mit Rund-
stäben, die im Abstand $a/10$ vom Rand liegen. Beide Säulen unter-
scheiden sich daher für die Knickberechnung nur durch die ver-
schiedene Lage der Bewehrung im Querschnitt.

Trotz des gleichen Stahlaufwands ist bei $\lambda > 74$ die Tragfähigkeit
der mit Walzprofilen bewehrten Säule A kleiner als die der nur mit
Rundstäben bewehrten Säule B. Das hängt damit zusammen, daß
bei A der Hauptteil der Bewehrung mehr im Innern des Querschnitts
liegt als bei B. Bei $\lambda = 100$ ist die Knickspannung der Säule A nach
Bild 8 um 22% (254 gegen 327 kg/cm^2), bei $\lambda = 150$ um 25% kleiner
als die der Säule B. Das Beispiel beweist, daß der Einfluß der
Bewehrungsanordnung auf die Säulentragfähigkeit sehr be-
deutend sein kann.

5. Der Einfluß der Querschnittsform.

Versuchsrechnungen haben gezeigt, daß der Einfluß der Form
des Querschnitts auf die Höhe der Knicklasten bei symmetrischen
Querschnitten sehr gering ist. Für Säulen mit Kreisquerschnitt
ergaben sich fast genau dieselben Knickspannungskurven wie für
solche mit Rechteckquerschnitt. Bei unsymmetrischen Querschnitten
sind die Knicklasten je nach der Richtung des Ausknickens ver-
schieden groß. Für den in Bild 9 dargestellten T-förmigen Quer-
schnitt wurden die Knickspannungskurven für Ausknicken in den

Richtungen a und b ermittelt, wobei $K_b = 300 \text{ kg/cm}^2$ und $\mu = 1\%$ ist.

Die Rechnung hat für Knickung in der Richtung a höhere Werte ergeben als bei Knickung in Richtung b. Die gestrichelte Kurve für den Rechteckquerschnitt verläuft im Bereich der mittleren Schlankheiten zwischen den für den T-Querschnitt erhaltenen Linien. Aus Bild 9 ersieht man, daß die Unterschiede nicht so bedeutend sind,

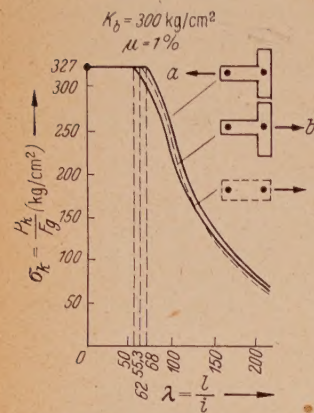


Bild 9. Knickspannungslinien für einen T-Querschnitt bei Knickung in den Richtungen a und b.

daß für jeden Einzelfall eine genaue Untersuchung notwendig wird. Bei Annahme eines nicht zu kleinen Sicherheitsgrades ist es zulässig, die für den Rechteckquerschnitt geltenden Knickspannungskurven auch bei allen anderen praktisch vorkommenden Querschnittsformen anzuwenden.

Diese Feststellung gilt jedoch nur für mittig belastete Säulen. Bei ausmittiger Belastung hat sich ein sehr bedeutender Einfluß der Querschnittsform auf die Knicklasten herausgestellt, so daß die für den Rechteckquerschnitt gefundenen $\sigma_k = \lambda$ -Linien auf Säulen mit Kreis- oder Achteckquerschnitt nicht anwendbar sind⁸⁾.

6. Der Einfluß der Vorspannung (Spannbetonsäulen).

Die Knickspannungslinien der Spannbetonsäulen lassen sich ebenfalls nach dem Knickmodulverfahren ermitteln; man hat nur bei der Berechnung des Knickmoduls E' nach Gl. (2) von den Beton- und Stahlspannungen auszugehen, die in der vorgespannten Säule unter der Knicklast tatsächlich auftreten.

Bild 10 zeigt die Knickspannungslinien für drei Spannbetonsäulen, deren Stahleinlagen unmittelbar nach dem Lösen der Spannvorrichtung mit $\sigma_{ev} = 4000$ bzw. 6000 kg/cm^2 vorgespannt sind. Die Säulen haben den gleichen Querschnitt und 3% Bewehrungsgehalt, aber verschiedene, Bild 11 zu entnehmende Betonstauchungslinien.

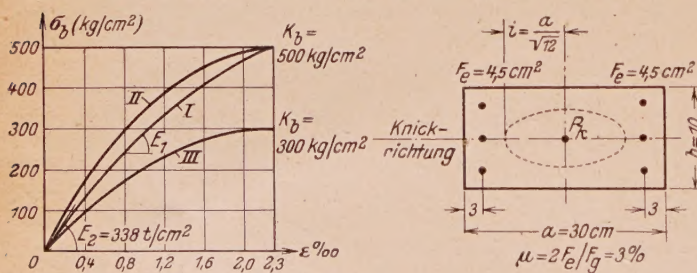


Bild 11. Querschnitt der Spannbetonsäulen und Formänderungslinien des Betons.

Zum Vergleich enthält Bild 10 auch die Knickspannungslinien $\sigma_{ev} = 0$ der nicht vorgespannten Säulen. Aus den Schaubildern ist zu erkennen, daß die Tragfähigkeit mit wachsender Vorspannung abnimmt. Die Tragfähigkeitseinbuße ist bei gedrunenen Säulen groß, wird im Knickbereich mit wachsender Schlankheit immer kleiner und ist bei sehr schlanken Stützen schon ziemlich bedeutungs-

los; so haben die Säulen I und II mit 4000 kg/cm^2 Vorspannung im Bereich $\lambda > 100$ nur mehr einen Tragfähigkeitsabfall von höchstens 10% gegenüber den nicht vorgespannten Säulen aufzuweisen. Weitere Untersuchungen lehrten, daß sich auch beim ausmittigen Druck die Tragfähigkeit der sehr schlanken Spannbetonsäulen nur wenig von jener der nicht vorgespannten Säulen unterscheidet⁹⁾. Bei der Säule I mit der nur schwach gekrümmten Betonstauchung

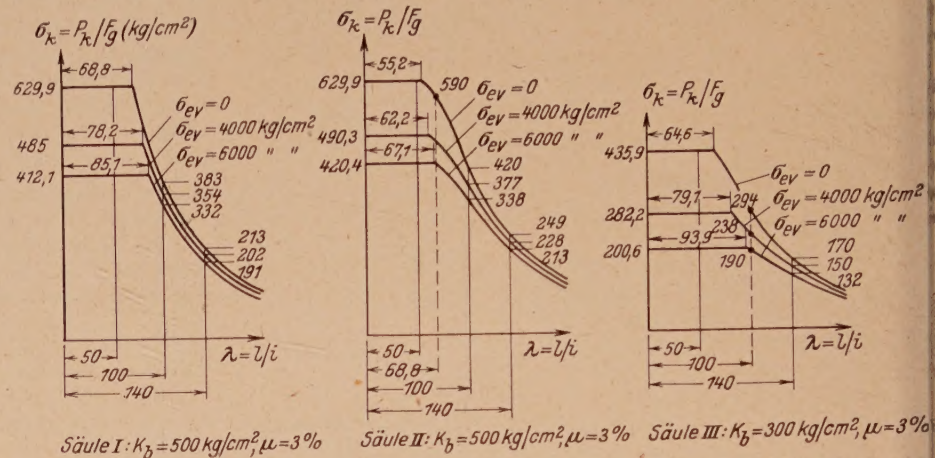


Bild 10. Knickspannungslinien mittig gedrückter Spannbetonsäulen.

linie ist der Tragfähigkeitsabfall im Knickbereich kleiner als bei der Säule II. Die Stütze III mit der niedrigen Betonfestigkeit weist nicht nur viel kleinere Traglasten auf als die aus festerem Beton bestehenden Säulen I und II, sondern auch einen bedeutend größeren Tragfähigkeitsabfall durch die Vorspannung. Spannbetonsäulen sollen daher aus möglichst festem Beton hergestellt werden.

7. Der Einfluß des Kriechens des Betons.

Eine Abminderung der Knicklasten langdauernd ruhend beanspruchter Stahlbetonsäulen durch die Verlagerung der Spannungen vom Beton auf die Längseinlagen ist erst zu erwarten, wenn die Stahlspannung bis in den plastischen Bereich angestiegen ist. Solange die infolge des Betonkriechens wachsende Stahlspannung σ_s im elastischen Bereich verbleibt, ändern sich E' und λ und damit die Knickspannung σ_k nur wenig. Überschreitet jedoch σ_s die Proportionalitätsgrenze, so beginnt E' zu sinken und fällt beim Erreichen der Quetschgrenze stark ab. Der Tragfähigkeitsabfall wird am größten, wenn σ_s die Quetschgrenze erreicht hat¹⁰⁾.

Zur Beurteilung der noch im ungünstigsten Fall vorhandenen Sicherheit wurden die Knickspannungslinien von Bild 12 für ein

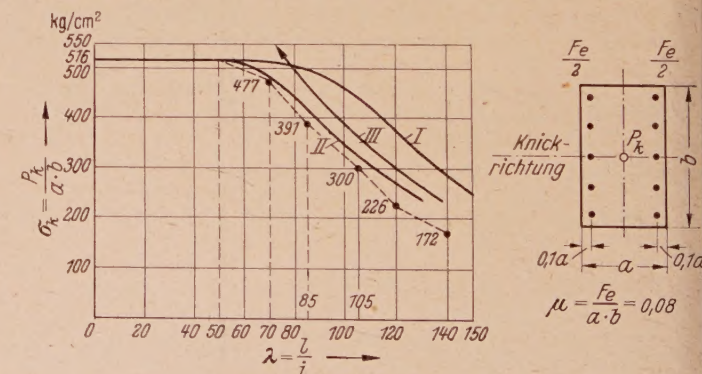


Bild 12. Knickspannungskurven für eine Säule mit 8% Bewehrung zu Beginn und am Ende der Dauerstandbelastung.

Säule mit 8% Bewehrung zu Beginn und am Ende der Dauerbelastung ermittelt. Die Formänderungslinien der Säulenbaustoffe sind Bild 13 zu entnehmen. Am Beginn der Dauerstandbelastung gilt die Knickspannungslinie I. Bei der Ermittlung der Kurve II wurde von der ungünstigsten Voraussetzung ausgegangen, daß σ_s

⁸⁾ Habel, Knickberechnung außermittig gedrückter Eisenbetonsäulen mit Kreisquerschnitt. B. u. E. 38 (1939), Heft 22, S. 342.

⁹⁾ Habel, Traglastprobleme des Stahlbetonbaues. B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 6.
¹⁰⁾ Habel, Der Einfluß des Kriechens des Betons auf die Tragfähigkeit mittig gedrückter Eisenbetonsäulen bei Knickgefahr. Bauing. 19 (1938), Heft 9/10, S. 142.

ter der zulässigen Dauerlast am Ende der Kriechperiode die Betonschubspannung 3000 kg/cm^2 erreicht hat und daß nachträglich eine fällige Mehrbelastung der Säule bis zum Ausknicken stattfindet. Während dieses Lastanstiegs bleibt σ_s konstant 3000 kg/cm^2 , wobei σ_s stetig anwächst. Bei der Berechnung des Knickmoduls E' ist der Modul E_3 der Belastung für den Stahl gleich Null zu setzen, die Moduln E_1 und E_2 wurden aus der Formänderungslinie des Betons zu Beginn der Dauerstandbelastung bestimmt. Aus Bild 12 geht hervor, daß die Mehrbelastung der Längseinlagen bis zur Quetschen eine starke Abminderung der Knickspannungen zur Folge hat. Tatsächlich liegen die Verhältnisse günstiger, weil der Beton während der Dauer des Kriechens fester wird. Es wurde daher auch die Knickspannungskurve III unter der Annahme berechnet, daß der Beton während des Kriechens eine Festigkeitssteigerung von 300 auf 390 kg/cm^2 erfahren hat. Zur Berechnung der Knickspannungen sind in diesem Fall die E_1, E_2 der oberen Betonstauchungslinie in Bild 13 zu entnehmen. Da die Kurve III oberhalb der Linie II

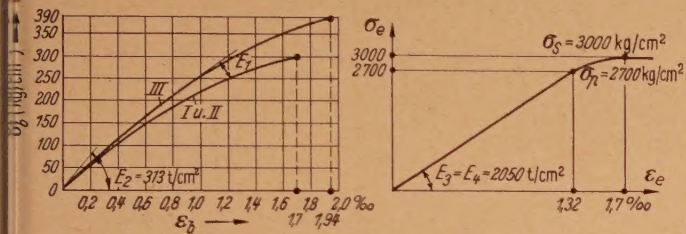


Bild 13. Formänderungslinien des Betons am Beginn und am Ende der Dauerbelastung sowie des Stahls.

erläutert, hat sich die Festigkeitszunahme des Betons sehr günstig ausgewirkt.

Die Untersuchungen wurden unter den gleichen Voraussetzungen an eine aus denselben Baustoffen bestehende Säule mit nur 1% Bewehrung wiederholt und die erhaltenen Knickspannungslinien in

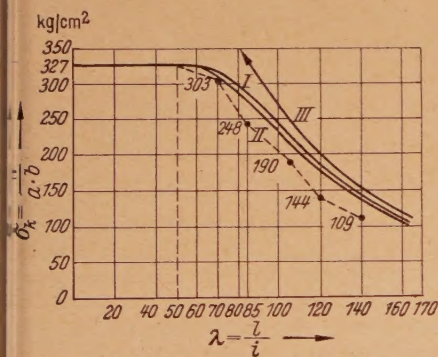


Bild 14. Knickspannungslinien für eine Säule mit 1% Bewehrung.

Bild 14 dargestellt. Selbstverständlich wirkt sich das Kriechen bei dem niedrigen Bewehrungsgehalt viel weniger aus als bei der Säule mit 8% Bewehrung. Die Kurve II liegt etwas unterhalb, III aber schon oberhalb der ursprünglichen Knickspannungskurve I.

In den Bildern 12 und 14 sind die mit den Knickzahlen ω der Bestimmungen berechneten Knickspannungslinien gestrichelt eingezeichnet. Für größere Schlankheiten als 50 erhält man die σ_k durch Reduktion der für $\lambda < 50$ geltenden Knickspannung mit den reziproken Werten der betreffenden Knickzahlen. Die Linien der zulässigen Knickspannungen liegen natürlich der geforderten Sicherheit entsprechend noch viel tiefer. Da die unter sehr ungünstigen Voraussetzungen ermittelten Knickspannungskurven II und III oberhalb der gestrichelten σ_k -Linien verlaufen, ist es nicht notwendig, das Betonkriechen bei der Knickberechnung mittig gestützter Säulen zu berücksichtigen, und die Knickzahlen ω haben sich als ausreichend erwiesen.

Das Schwinden des Betons.

Bild 15 zeigt die ohne und mit Berücksichtigung des Schwindens berechneten Knickspannungslinien einer Säule aus Beton mit der Rismenfestigkeit 300 kg/cm^2 und 6% Bewehrungsgehalt ($\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$), wobei das Schwindmaß des unbewehrten Betons mit $0,35\%$ angenommen wurde. Hier ist im Druckbereich ($\lambda = 0$

bis 55,9) die Tragfähigkeit vom Schwinden nicht beeinflusst worden. Hat jedoch die Formänderungslinie des Stahls über die Betonbruchstauchung ϵ_0 hinaus wachsende Ordinaten, so wird, wie an anderer Stelle nachgewiesen wurde⁹⁾, die Traglast im Druckbereich durch das Schwinden erhöht. Im Knickbereich wird die Tragfähigkeit durch das Schwinden erhöht, wenn die Stahlspannung aus Schwinden und Auflast unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegt, was in Bild 15 im Bereich großer Schlankheiten der Fall ist. Der Tragfähigkeitszuwachs ist jedoch gering und nimmt mit wachsender Schlankheit ab; er beträgt für $\lambda = 150$ nur 2,4%. Wenn die vom Schwinden und der Auflast verursachte Stahlspannung die P -Grenze übersteigt, tritt eine Abnahme der Tragfähigkeit gegenüber der schwindenspannungsfreien Säule ein. Nach Bild 15 sinkt für $\lambda = 75$ die Knickspannung durch das Schwinden von 449 auf 421 kg/cm^2 , also um 6,24%.

Das Schwinden wirkt sich mithin ähnlich aus wie das Kriechen des Betons, für das festgestellt wurde, daß eine Herabsetzung der Knicklasten durch die Verlagerung der Spannungen erst dann eintritt, wenn die Stahlspannung bis in den plastischen Bereich angestiegen ist. Da auch weitere durchgerechnete Beispiele gezeigt haben, daß die Traglasten durch das Schwinden nur um einige wenige Hunderteile geändert werden, und weil ein Tragfähigkeitsabfall durch die in unserer Rechnung nicht berücksichtigte, mit dem Alter zunehmende Betonfestigkeit weitaus wettgemacht wird, kann die Berücksichtigung des Schwindens bei der Traglastberechnung der Säulen entfallen.

9. Der Einfluß zusätzlicher Querbelastungen.

Erfährt die Stahlbetonsäule außer der mittigen Druckkraft P eine zusätzliche Querbelastung g (Bild 16), so geht die ursprünglich gerade Stabachse in die stabile Gleichgewichtslage I über. Außer dieser gibt es für die Belastung (P, g) noch eine zweite, labile, Gleichgewichtslage II, die allerdings nur durch künstliches weiteres Ausbiegen verwirklicht werden kann. Wächst g bei konstantem P ständig an, so rücken beide Gleichgewichtslagen immer näher zusammen,

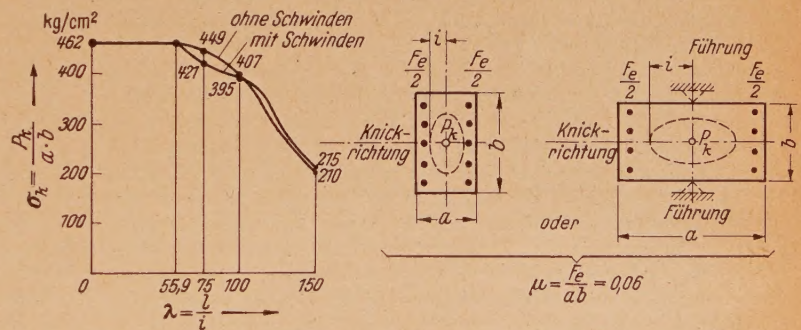


Bild 15. Knickspannungslinien für eine Säule ohne und mit Schwinden.

bis sie beim Erreichen der kritischen Last g_{kr} schließlich zusammenfallen. Trägt man die zu verschiedenen Scheitelausbiegungen y_0 gehörenden Querlasten g in ein Kotensystem ein, so ergibt sich die

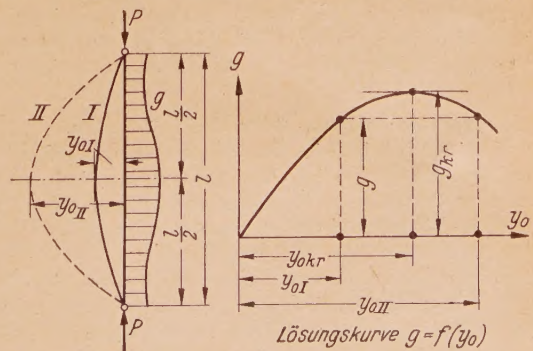


Bild 16.

Lösungskurve $g = f(y_0)$, deren Extremstelle (g_{kr}, y_{0kr}) die kritische Last g_{kr} festlegt, bei deren Überschreitung die Säule versagt, weil dann ein Gleichgewicht zwischen den Momenten der äußeren und inneren Kräfte nicht mehr möglich ist.

Bild 19 enthält Knickspannungslinien einer elastisch eingespannten Säule mit 2% Bewehrung für verschiedene Einspanngrade $1/\varepsilon$, wobei der die Einspannung kennzeichnende Wert ε den Verdrehungswinkel der Einspannstelle infolge des Einspannmoments $M = 1 \text{ kgcm}$ vorstellt. Man erkennt, daß mit wachsendem Einspanngrad der „Druckbereich“ länger wird und im Grenzfall der festen Einspannung auf das Doppelte anwächst. Schlanke Stützen erfahren durch die elastische Ein-

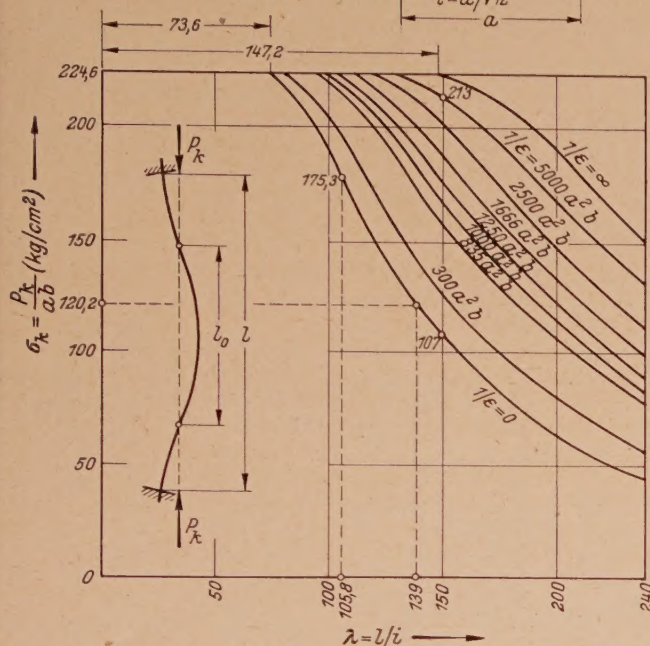
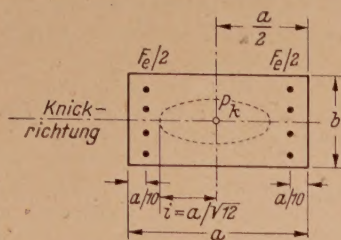
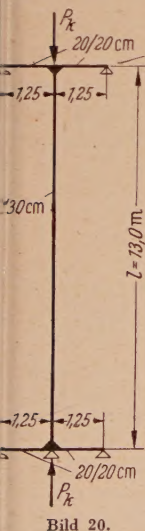
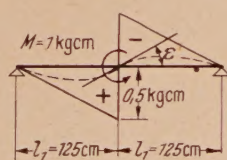


Bild 19. Knickspannungslinien elastisch eingespannter Säulen aus Beton $K_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ und Stahl $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = F_e/a \cdot b = 2\%$. Die Maße a und b sind in cm einzusetzen.



spannung der Stabenden eine bedeutende Erhöhung der Tragfähigkeit; so hat z. B. die Säule $\lambda = 150$ bei gelenkiger Lagerung ($1/\varepsilon = 0$) die Knickspannung 107 kg/cm^2 , bei der durch $1/\varepsilon = 5000 a^2 \cdot b$ gekennzeichneten Einspannung jedoch 213 kg/cm^2 .



Beispiel: Die in Bild 20 dargestellte 13 m lange Säule $30/30 \text{ cm}$ mit 2% Bewehrung ist an beiden Enden biegesteif mit 2,5 m langen Querbalken verbunden, die den Querschnitt $20/20 \text{ cm}$ haben und an ihren Enden frei aufliegen. Es ist die Knicklast P_k zu berechnen und mit jener der beiderseits gelenkig gelagerten Säule zu vergleichen.

Der den Einspanngrad charakterisierende Verdrehungswinkel ist $\varepsilon = \frac{\gamma_1}{2} = \frac{M L_1}{2 \cdot 3 E J} =$

$$\frac{1}{\varepsilon} = \frac{2 \cdot 3 E J}{M L_1} \quad \text{Mit } E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } J = 20^4/12 \text{ wird } \frac{1}{\varepsilon} = \frac{6 \cdot 210\,000 \cdot 20^4}{12 \cdot 125} = 1345 \cdot 10^5.$$

Nach Bild 19 ist allgemein $1/\varepsilon = K \cdot a^2 \cdot b^*$, also $K = \frac{1}{\varepsilon a^2 b} = \frac{1345 \cdot 10^5}{30^3} = 5000$. Wir haben daher für die Berechnung der Knickspannung die Kurve $1/\varepsilon = 5000 a^2 \cdot b$ herauszugreifen. Mit

$i = 30/\sqrt{12} = 8,68$ ist die Säulenschlankheit $\lambda = \frac{1300}{8,68} = 150$, und wir lesen aus Bild 19 den Wert $\sigma_k = 213 \text{ kg/cm}^2$ ab. Bei gelenkig gelagerten Enden (Linie $1/\varepsilon = 0$) würde dieselbe Säule eine Knickspannung von nur 107 kg/cm^2 aufweisen.

Durch die biegeesteife Verbindung mit schwachen Balken wird im vorliegenden Fall die Tragfähigkeit der Säule um 100% gesteigert und beinahe dieselbe Wirkung erzielt wie mit fest eingespannten Stabenden. Die Wirkung der elastischen Einspannung nähert sich in praktischen Fällen mehr der festen Einspannung als der gelenkigen Lagerung, was für die Sicherheit der Bauwerke von großer Bedeutung ist.

Bild 21 zeigt noch die Knickspannungslinien für die vier Euler-

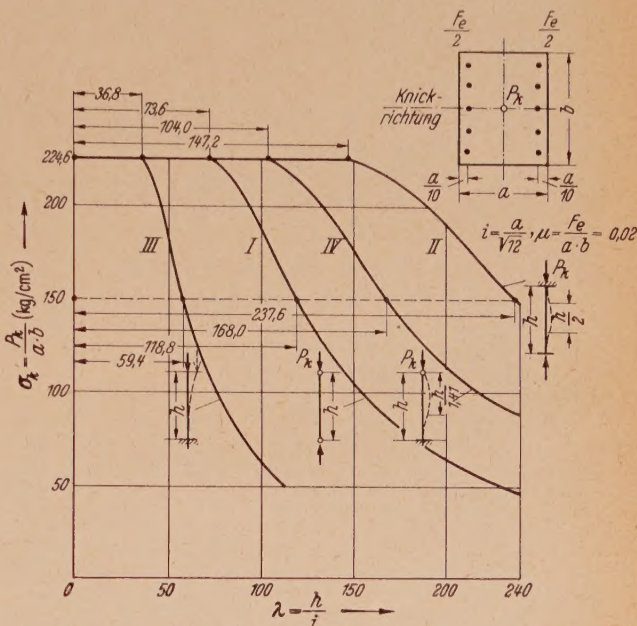


Bild 21. Knickspannungslinien von Säulen mit 2% Bewehrung aus Beton $K_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ und Stahl $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ für die vier Eulerschen Knickfälle.

schen Knickfälle, wobei die Werte λ nicht wie sonst üblich auf die freie Knicklänge l , sondern auf die ganze Säulenhöhe h bezogen sind. Eine gelenkig gelagerte Säule I hat dieselbe Tragfähigkeit wie eine fest eingespannte Säule II von der doppelten Länge, eine unten fest eingespannte und am Kopf frei bewegliche Säule III von der halben Länge oder eine einseitig eingespannte Säule IV mit der 1,41fachen Länge. Die Knickspannungslinien der Säulen II, III und IV können daher aus der σ_k - λ -Linie der Säule I durch waagrechte Verzerrung abgeleitet werden. Greifen wir z. B. $\sigma_k = 150 \text{ kg/cm}^2$ heraus, so ist die zugehörige Knickschlankheit im Falle I $\lambda = 118,8$, im Fall II $\lambda = 2 \cdot 118,8 = 237,6$, bei III ist $\lambda = 118,8/2 = 59,4$ und bei IV ist $\lambda = 1,41 \cdot 118,8 = 168,0$. Auf dieselbe Weise ergeben sich die Längen der „Druckbereiche“ für die Fälle II bis IV.

Nach der für den elastischen Bereich des Baustahlstabs geltenden Eulerformel ist die Tragfähigkeit einer beiderseits fest eingespannten Säule viermal so groß wie die der gleich langen gelenkig gelagerten Säule, was auf den konstanten Modul E zurückzuführen ist. Bei einer Stahlbetonsäule ist im Fall I ... $P_k = \frac{\pi^2 E' J}{h^2}$, im Fall II

... $P_k = \frac{\pi^2 E' J}{(h/2)^2} = \frac{4 \pi^2 E' J}{h^2}$. Der freien Knicklänge $h/2$ im Fall II entspricht jedoch eine höhere Knickspannung und damit ein kleinerer Knickmodul E' als der Knicklänge h im Fall I. Es muß daher die Knicklast der eingespannten Stahlbetonsäule stets kleiner sein als die vierfache Knicklast der gelenkig gelagerten Stütze. Ähnlich läßt sich nachweisen, daß die Knicklast der Säule III größer sein muß als $1/4$ der Knicklast im Fall gelenkiger Lagerung der Stabenden.

12. Säulen mit veränderlichem Querschnitt und Bewehrungsgehalt.

Wenn die Formänderungslinien der Säulenbaustoffe bekannt sind, lassen sich die Knicklasten solcher Säulen mit einem die Differenzrechnung verwendenden Probiervorgehen bestimmen¹¹⁾. Um den Ein-

* Berichtigung: In Bild 3 des Aufsatzes in B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 7 soll es bei den Kurven $1/\varepsilon$ überall $a^2 \cdot b$ und nicht a^2/b heißen.

fluß einer veränderlichen Bewehrung beurteilen zu können, wurden die in Bild 22 dargestellten Knickspannungslinien für eine Stahlbetonsäule mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen berechnet. Der Bewehrungsgehalt der Säule I ist in den äußeren Vierteln 2% und in der mittleren Stabhälfte 6%. Die Knickspannungslinie I dieser Säule verläuft im Knickbereich ungefähr in der Mitte zwischen

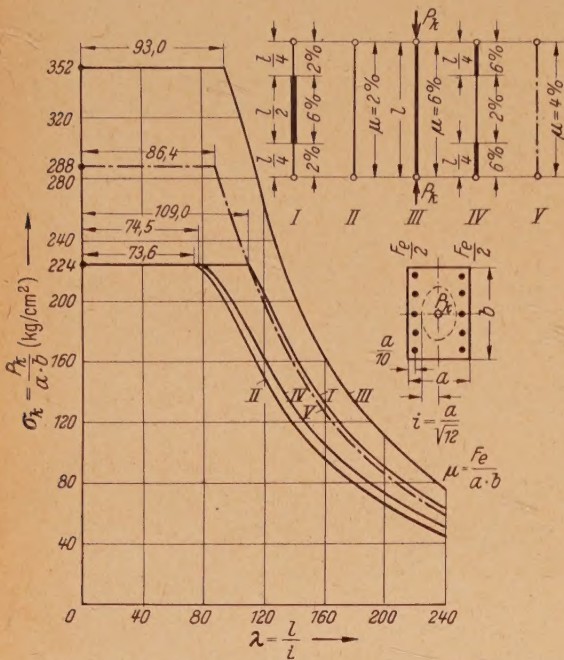


Bild 22. Knickspannungslinien einer Stahlbetonsäule mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen.

den Knickspannungslinien der Säulen II und III mit den über die ganze Stablänge konstanten Bewehrungsziffern $\mu = 2$ und 6% . Die Bewehrungsverstärkung im mittleren Stabteil wirkt sich daher gegenüber der Säule II günstig aus. Der Einfluß der Stabenden darf jedoch nicht unterschätzt werden, denn man kann mit der Bewehrungsanordnung I nicht die Tragfähigkeit der Säule III erreichen. Es ist daher die Knicklast einer Säule nicht nur von der Bewehrung in der halben Säulenhöhe, sondern auch von der Bewehrung der Stabenden abhängig. Bild 22 enthält ferner die Knickspannungslinie für die Säule IV, bei welcher die Bewehrung in den äußeren Stabvierteln von 2 auf 6% verstärkt ist. Die Tragfähigkeit dieser Säule

ist bedeutend kleiner als die der Säule I, obwohl der Stahlaufwand in beiden Fällen derselbe ist. Da die Kurve IV nur wenig über der Linie II liegt, hat die alleinige Verstärkung der Bewehrung an den Stabenden keinen Sinn.

Von Interesse ist auch die Knickspannungslinie der Säule V mit dem konstanten Bewehrungsgehalt $\mu = 4\%$ über die Stablänge; diese Säule hat im Bereich $\lambda = 0$ bis 109 eine größere und von $\lambda = 109$ bis etwa 140 fast die gleiche Tragfähigkeit wie die gleiche Stahlmenge enthaltende Säule I. Daraus folgt, daß es bei den üblichen Schlankheiten wenig Sinn hat, von der über die Säulenhöhe gleichbleibenden Bewehrung abzugehen, und daß eine Verstärkung der Bewehrung in Stabmitte auf Kosten der Stabenden nur bei sehr schlanken Stützen eine geringe Steigerung der Tragfähigkeit ergibt.

13. Der Einfluß des Säuleneigengewichts.

Bei der strengen Lösung dieser Aufgabe handelt es sich um die Ermittlung der Knicklast einer Säule mit längs der Achse veränderlicher Druckkraft. Die wegen des veränderlichen Knickmoduls ziemlich umständliche Rechnung kann mit Hilfe des Krümmungskreisverfahrens durchgeführt werden¹²⁾. Um den Einfluß des Säuleneigengewichts beurteilen zu können, wurde die Knicklast für eine 25 m hohe Stahlbetonpendelwand unter Berücksichtigung des Wandeigengewichts berechnet und mit der Knicklast der gewichtslos gedachten Wand verglichen. Der Bewehrungsanteil der 1 m dicken Wand beträgt für alle Querschnitte $0,8\%$. Es wurde ein 1 m tiefer Wandstreifen auf Ausknicken in der Zeichenebene untersucht (Bild 23), dessen Eigengewicht 60 t ist. Die unter Berücksichtigung des Wandeigengewichts durchgeführte Berechnung hat ergeben, daß der Wandstreifen unter einer am Säulenkopf wirkenden Auflast $P_k = 1498,8$ t ausknicken würde. Dieser Wert ist nur um $1,4\%$ kleiner als die für die gewichtslos betrachtete Säule mit 1520 t berechnete Knicklast. Daraus folgt, daß das Stützeigengewicht in den allermeisten Fällen vernachlässigt werden darf und daß eine Berechnung mit Einbeziehung des Eigengewichts nur bei sehr hohen Säulen notwendig erscheint, wie sie etwa im Großbrückenbau vorkommen können.

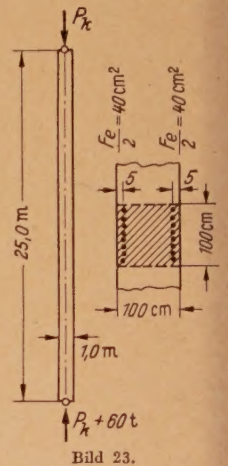


Bild 23.

¹²⁾ Habel, Die Traglasten von Stahlbetonsäulen mit längs der Achse veränderlicher Druckkraft oder zusätzlicher Querbelastung. B. u. St. 43 (1944), Heft 1/2, S. 3.

Die Gestaltung einer schiefen Eisenbahnbrücke.

Von Dip.-Ing. Johann Ervenich, Hermülheim-Köln.

Zur Verbindung der im Erft-Becken zu erschließenden Braunkohlen-Tagebauten mit den Brikett- und Elektrizitätswerken in Knapsack bei Köln wird zur Zeit von den Braunkohlen- und Brikettwerken „Roddergrube AG“ der Bau der sogenannten „Nord-Süd-Bahn“ betrieben. Für die Berechnung der erforderlichen Bauwerke ist ein besonderer Lastenzug vorgeschrieben, der aus einer Reihe von gekoppelten Abraumwagen von je acht 30,0-t-Achsen (Mergewicht 17,5 t/m) besteht. Kurz vor dem Entladebunker bei Knapsack ist die Bahn eingleisig über den vorhandenen Einschnitt einer zweisepurigen Grubenbahn zu führen. Das erforderliche Bauwerk ist links schief, der Kreuzungswinkel der Achsen beträgt $26^\circ 30'$ a. T. Über den Durchfahrtsöffnungen der Kohlenbahn gleise steht eine Bauhöhe von nur 60 cm für Fahrbahn und Belag zur Verfügung, wovon teilweise noch das erforderliche Längs- und Quergefälle abgeht. Eine trogförmige Gestaltung der Überführung war der Bauherrschaft nicht erwünscht. Zwischen den Gleisen der Kohlenbahn wurde eine mittlere Stützung erlaubt. Höhe und Breite der Durchfahrtsöffnungen ergaben sich aus dem Durchfahrtsprofil der Kohlenbahn. — Die Bodenverhältnisse sind günstig. Bis etwa 2,00 m unter Planum des Einschnittes steht unberührter, fester, grobkörniger Kies an; darunter liegt ein Braunkohlenflöz großer Mächtigkeit.

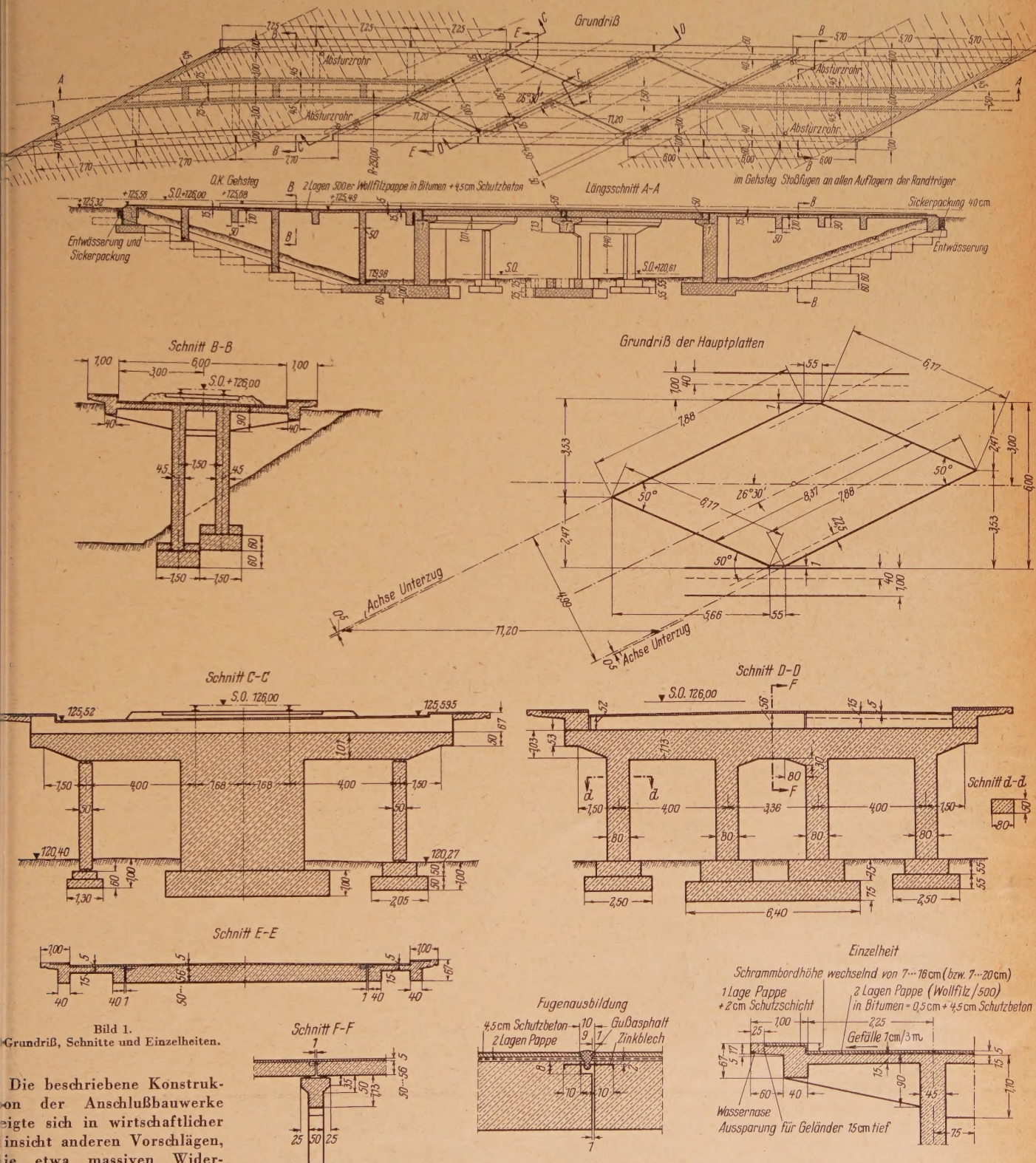
Von mehreren bekannten Firmen wurde eine Reihe von Aus-

führungsvorschlägen gemacht, darunter auch solche in Spannbeton. Als wirtschaftlichste Lösung wurde von der Bauherrschaft der in der Folge beschriebene Entwurf für die Ausführung gewählt.

Zur Überbrückung der Einschnittsböschungen wurden je zwei massive parallel laufende Betonwände mit einem Achsabstand gleich der Spurweite der überführten Nord-Süd-Bahn errichtet (Bild 1). Die Fundamente der Mauern sind entsprechend dem Gefälle der Böschungen abgetreppst. Die äußeren Randträger der Fahrbahn mit auskragenden Gehstegen stützen sich auf Kragträger, die in den Massivwänden verankert sind. Die eigentliche Fahrbahnplatte, die in den Randträgern und in den Tragwänden als teilweise eingespannt angesehen werden kann, ist nur 15 cm dick, weil der größte Anteil der Radlasten des Lastenzuges unmittelbar von den Wänden aufgenommen wird; bei einer Lastverteilung unter 45° über Schwellen und Schotterbett ergibt sich keine wesentliche Belastung der Fahrbahnplatte aus Verkehr. Die für die Stützung der äußeren Randträger erforderlichen Kragträger sind über beide Wände durchgezogen; außerdem sind noch besondere Querträger vorgesehen. Die dadurch entstehende Rahmenwirkung gewährleistet die Quersteifigkeit der Wände. Für das nordwestliche Anschlußbauwerk, bei dem die möglichen Seitenkräfte wegen eines Gleisbogens sehr groß werden, erwies es sich als wirtschaftlich, an Stelle der Querträger Querwände vorzusehen, weil dadurch wesent-

an Bewehrung gespart werden konnte. Die 45 cm dicken Längswände wurden nach der Scheibentheorie untersucht; es ergab sich die Notwendigkeit einer leichten Maschenbewehrung. An den Stammkronen ist das Bauwerk durch je eine leichte Stirnwand abgeschlossen.

den Seitenkräfte zugewiesen sind. Eine massive Querwand wäre wirtschaftlicher als der Rahmen gewesen, doch wünschte die Bauherrschaft an dieser Stelle aus Gründen der Betriebssicherheit eine offene Konstruktion. — Zwischen dem Rahmen und jedem Anschlußbauwerk war, parallel zum überführten Gleis gemessen,



Die beschriebene Konstruktion der Anschlußbauwerke zeigte sich in wirtschaftlicher Hinsicht anderen Vorschlägen, die etwa massiven Widerlagern mit Flügeln im Einschnitt oder aufgelösten Balkenkonstruktionen wegen der verhältnismäßig geringen Erdarbeiten und des geringen Baustoffverbrauchs, überlegen.

Für die Unterstützung der mittleren Hauptkonstruktion ist zwischen den Gleisen der Kohlenbahn ein Pfeiler in Form eines Uchlaufrahmens errichtet, dem auch die im Mittelteil anfallen-

eine Stützweite von 11,20 m zu überbrücken. Wegen des schweren Lastenzuges und der sehr eingeschränkten Bauhöhe ergaben sich dabei gewisse Schwierigkeiten. Vom Verfasser wurde der folgende Weg vorgeschlagen, der sich als außergewöhnlich vorteilhaft erwies:

Für die Überbrückung ist je eine massive Betonplatte gewählt, die jedoch soweit eingeschwent ist, daß sie gerade noch überall

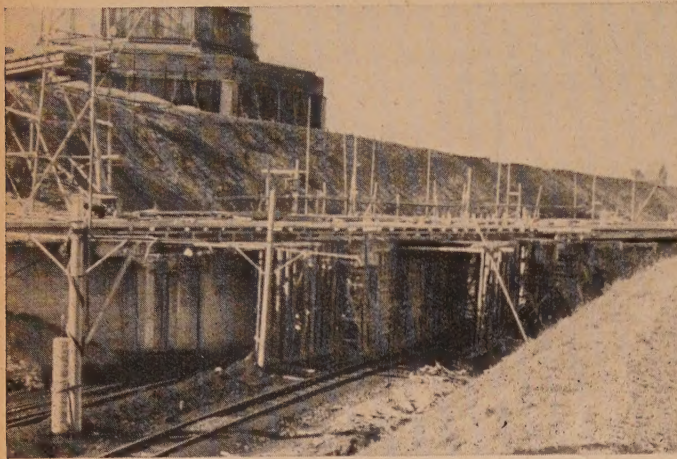


Bild 2. Einrüstung des mittleren Teils.

die Einzellasten des Zuges aufnimmt. An Stelle des ursprünglichen Winkels von $26^{\circ}30'$ wird nun der spitze Winkel der Platte nur noch 50° . Nach einer Arbeit von Vogt¹⁾ läßt sich eine solche Platte noch mit einem ziemlich einfachen Rechenaufwand im Sinne der Plattentheorie behandeln. Außerdem braucht nur noch die Stützweite einer ideellen Ersatzplatte von 5,20 m in Rechnung gestellt zu werden. Die erforderliche Plattendicke ergibt sich zu 50 cm, das heißt die vorhandene Konstruktionshöhe konnte ohne Schwierigkeit eingehalten werden.

Die beschriebenen Hauptplatten sind ringsum durch Bewegungsfugen von den übrigen Bauteilen getrennt. Neben den Hauptplatten liegen innere Randträger mit derselben Dicke wie die Hauptplatten. Sie tragen zusammen mit den äußeren Randträgern die 15 cm dicken Nebenplatten; diese überbrücken die durch die gewählte Lage der Hauptplatten entstehenden dreieckförmigen Randbereiche. Die äußeren Randträger ($2 \times 11,20$ m) tragen im wesentlichen neben den anfallenden Eigengewichten nur noch die vorgeschriebene

¹⁾ „Beitrag zur Berechnung schiefwinkliger Platten“, Dissertation Hannover 1939.

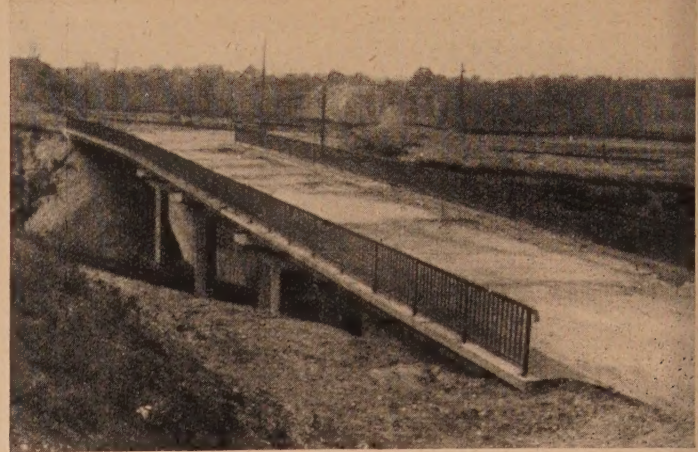


Bild 3. Das fertige Bauwerk.

Nutzlast der Fußwege. Der Einfluß aus dem Schotterbett, das teilweise noch die Nebenplatten belastet, auf die äußeren Randträger ist gering. Diese sind deshalb nur 67 cm hoch. Ihre Unterkante liegt auf derselben Höhe wie die Unterkante der Hauptplatten, wodurch in der Ansicht ein einheitliches Bild entsteht. — Die Fugen in der Fahrbahnkonstruktion sind mittels einbetonierter gebogener Zinkbleche und einer elastischen Vergußmasse abgedichtet.

Die Vorteile der beschriebenen Konstruktion liegen u. a. im sparsamen Baustoffverbrauch und in den nur geringen Erdbewegungen. Für das rd. 64,00 m lange Bauwerk wurden etwa 476 m³ Beton und rund 23 t Betonstahl verbaut. Die Fundamente sind in Stampfbeton B 160, die Hauptplatten in B 300 und alle anderen Konstruktionsteile in B 225 erstellt. Für die Bewehrung ist quergewinkelter Betonstahl IV verwendet worden. Bild 2 zeigt die Einrüstung des mittleren Teils. Beim fertigen Bauwerk (Bild 3) erkennt man unten die schiefwinklig kreuzenden Gleise.

Die Ausführung lag in Händen der Firma Ferdinand Ostmann, Köln; die statische und konstruktive Bearbeitung wurde vom Verfasser durchgeführt.

Beitrag zur Berechnung und Ausbildung vorgespannter Flächentragwerke.

Von Baurat Dr.-Ing. Helmut Vogt, Eckernförde.

Geht man die Reihe der vorgespannten Konstruktionen durch, so sieht man, daß es sich im großen und ganzen fast ausnahmslos um Linientragwerke handelt. Auch die in der Schweiz ausgeführten vorgespannten Schalenkonstruktionen¹⁾ können nicht als echte vorgespannte Flächentragwerke angesehen werden. Bei diesen Konstruktionen ist nur der Ringbalken und nicht die eigentliche Schale vorgespannt. Durch die Vorspannung des Ringbalkens spart man nicht nur Stahl im Ringbalken, sondern es werden vor allem die Störungsmomente in der eigentlichen Schale herabgemindert.

Ein Versuch mit einer quadratischen vorgespannten rechtwinkligen Platte mit $l_x = l_y = 3,40$ m ist von G. L. Rogers²⁾ im Laboratorium der Universität in Gent durchgeführt worden.

Die von Rogers untersuchte Platte war überall zentrisch vorgespannt. Wir werden im Nachfolgenden erkennen, daß bei einer derartigen Vorspannung noch längst nicht alle Möglichkeiten ausgenutzt sind.

Die Durchbildung und Berechnung von vorgespannten Flächentragwerken birgt nun eine Reihe von Besonderheiten in sich. Sie sollen hier am Beispiel kreisförmiger Platten behandelt werden.

Der Grund, daß bisher keine vorgespannten Flächentragwerke bei Bauvorhaben verwendet worden sind, ist einmal in der Schwierigkeit der Berechnung zu suchen. Zum anderen ergeben sich in den meisten Fällen verhältnismäßig kurze Kabel. Das bedeutet, daß die Kosten für die Verankerung je lfm Kabellänge verhältnismäßig hoch werden. In der letzten Zeit sind jedoch eine Reihe neuer Verankerungen entwickelt worden, die teilweise gerade für kurze Längen und nicht allzu hohe Kräfte geeignet sind. Damit ist die

Vorspannung von Flächentragwerken technisch durchführbar geworden.

Als erstes wird eine frei aufgelagerte Kreisplatte mit gleichmäßig verteilter Belastung betrachtet (s. Bild 1). Das System und die Belastung sind zentralsymmetrisch. Für die Momente, Biegefläche usw. ergeben sich in diesem Falle besonders einfache Formeln³⁾. Unter Verwendung von:

$$q = \frac{p \cdot r}{a}$$

$$N = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$\Phi_0 = 1 - q^4$$

$$\Phi_1 = 1 - q^2$$

und den Bezeichnungen:

w = Durchbiegung
 h = Plattendicke
 μ = Poissons Konstante
 M_r = Radialmoment
 M_t = Tangentialmoment

erhält man die nachfolgenden Gleichungen:

$$w = \frac{p \cdot a^4}{64 N (1 + \mu)} [2(3 + \mu) \Phi_1 - (1 + \mu) \Phi_0]$$

$$M_r = \frac{p a^2}{16} (3 + \mu) \Phi_1$$

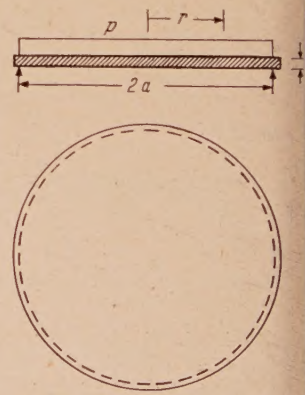


Bild 1. Frei aufgelagerte Kreisplatte mit gleichmäßig verteilter Belastung.

¹⁾ Bauingenieur 26 (1951), Heft 7, S. 215.

²⁾ Rogers, Laboratory Test on two-way Slab in Prestressed Concrete, Précontrainte Prestressing 1952, No. 1.

³⁾ Beyer, Die Statik im Eisenbetonbau, Berlin 1948, Springer-Verlag.

$$M_t = \frac{p \cdot a^2}{16} [2(1 - \mu) + (1 + 3\mu) \Phi_1]$$

$$Q_r = -\frac{p \cdot a}{2} \cdot \varrho$$

tzst man $\mu = \frac{1}{6}$, ergeben sich für M_r und M_t die folgenden

ausdrücke

$$M_r = 0,198 \Phi_1 p a^2$$

$$M_t = (0,104 + 0,094 \Phi_1) p \cdot a^2$$

Die Größtwerte für beide Momente treten im Punkte $r = 0$ auf. Es ergibt sich:

$$\max M_r = \max M_t = 0,198 p \cdot a^2$$

Der Verlauf der Momente ist in Bild 2 dargestellt.

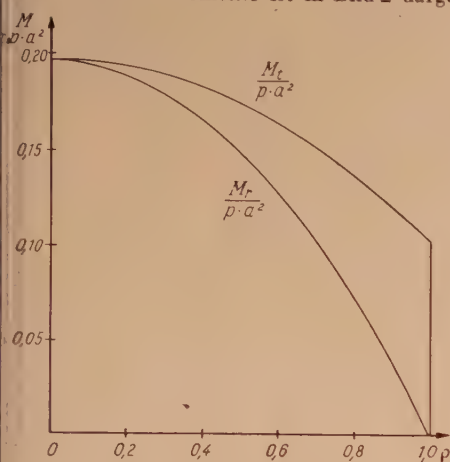


Bild 2. M_r und M_t als Funktion von ϱ .

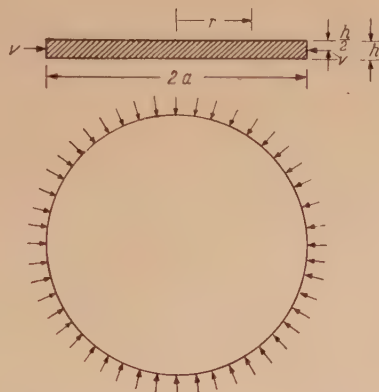


Bild 3. Momentenfreie Druckvorspannung.

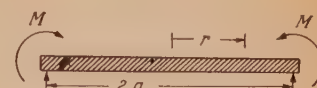


Bild 4. Durch Randmomente belastete Kreisplatte.

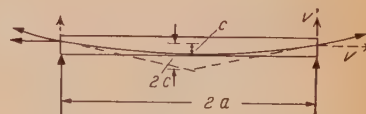


Bild 5. Anordnung der Vorspannkabel.

Die Momente rufen Zug- und Druckspannungen in der Platte hervor. Die größten Spannungen ergeben sich im Punkte $r = 0$.

$$\max_{\min} \sigma_r = \max_{\min} \sigma_t = \pm \frac{0,198 \cdot p a^2}{W}$$

$$\max_{\min} \sigma_r = \pm \frac{p \cdot a^2}{h^3} \cdot 1,188$$

Sollen Zugspannungen in der Platte vermieden werden, wäre zunächst einmal eine momentenfreie Druckvorspannung denkbar (s. Bild 3). Die sich durch eine derartige Vorspannung ergebenden Spannungen sind leicht bestimmbar. Es handelt sich um einen drehsymmetrischen Spannungszustand in einer Scheibe. Für diesen Fall gelten allgemein die Beziehungen:⁴⁾

$$\sigma_r = \frac{c_1}{r^2} + 2c_2 + c_3(1 + 2 \ln r)$$

$$\sigma_t = -\frac{c_1}{r^2} + 2c_2 + c_3(3 + 2 \ln r)$$

$$\tau_{rt} = 0$$

, c_2 und c_3 sind Integrationskonstanten. Für den vorliegenden Fall werden c_1 und c_3 gleich Null und

$$c_2 = -\frac{V}{2h}$$

somit werden σ_r und σ_t unabhängig von r und erhalten die Größe

$$\sigma_r = \sigma_t = -\frac{V}{h}$$

Die Platte steht somit durch die Vorspannung unter einem gleichmäßigen Druckspannungszustand von der Größe $\frac{V}{h}$.

Für die in Bild 1 dargestellte Belastung wird es vorteilhaft sein, die Vorspannkraft nicht in der Plattenmittelebene, sondern außerhalb davon wirken zu lassen. Der vorher berechnete Zustand wäre dann mit einem entsprechend Bild 4 skizzierten Lastfall zu überlagern. Bei einer Belastung durch Randmomente ergeben sich folgende Beziehungen:

$$w = \frac{M \cdot a^2}{2N(1 + \mu) \Phi_1}$$

$$M_r = M_t = M$$

$$Q_r = 0$$

Bezeichnet man die Exzentrizität der Vorspannkraft mit e und eine Verlegung des Angriffspunktes nach oben als positiv, so ergeben sich die Spannungen in Plattenmitte wie folgt:

$$\sigma_r = \sigma_t = \pm \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^3} = \pm \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2}$$

Da die Momente infolge der äußeren Belastung von der Mitte nach dem Rande zu abnehmen, wird es zweckmäßig sein, den Spannkabeln eine geschwungene Form zu geben. Durch die Richtungsänderung der Kabel entstehen nach oben, also der Belastung entgegenwirkende Ablenkkräfte. Wir nehmen an, die Vorspannkabel wären gemäß Bild 5 alle so geformt, daß jeder Diametralchnitt durch die Platte einen parabelförmigen Schnitt der Vor-

spannkabel ergibt. Für die Berechnung der nach oben gerichteten Ablenkkräfte ersetzen wir die Spannkabel durch eine gedachte gespannte Haut mit einer waagerechten Vorspannkraft V .

Nach Bild 5 ergibt sich

$$V' = \frac{2c}{a} \cdot V$$

und die nach oben gerichtete Flächenlast p_v

$$p_v = V' \cdot \frac{2\pi a}{\pi a^2}$$

$$p_v = \frac{4cV}{a^2}$$

Diese nach oben gerichtete Flächenlast p_v ruft in der Platte Momente hervor, die denen aus der ursprünglichen Belastung entgegengesetzt sind. Für den Plattenmittelpunkt ergibt sich

$$M_r = M_t = -0,198 \cdot 4 \cdot c \cdot V$$

$$M_r = M_t = -0,792 \cdot c \cdot V$$

$$\sigma_r = \sigma_t = \mp \frac{0,792 \cdot c \cdot V \cdot 6}{h^3}$$

$$\sigma_r = \sigma_t = \mp 4,752 \cdot \frac{c \cdot V}{h^2}$$

Faßt man alle berechneten Fälle zusammen, ergibt sich für den Plattenmittelpunkt für die untere Faser:

$$\sigma_u = + \frac{p \cdot a^2}{h^2} \cdot 1,188 - \frac{V}{h} + \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2} - 4,752 \cdot \frac{c \cdot V}{h^2}$$

Bei einer gegebenen Aufgabe sind p und a bekannt. h muß gewählt werden, ebenso die von h abhängigen Größen c und e . Die Größe von V muß nun so bestimmt werden, daß keine Zugspannungen auftreten. Gleichzeitig muß nachgeprüft werden, daß die zulässige Druckspannung der oberen Faser nicht überschritten wird. Die Spannung ergibt sich zu:

$$\sigma_o = -\frac{p \cdot a^2}{h^2} \cdot 1,188 - \frac{V}{h} - \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2} + 4,752 \cdot \frac{c \cdot V}{h^2}$$

Da M_t für den Plattenrand nicht Null ist, muß auch der Plattenrand untersucht werden. Die Spannungen errechnen sich zu:

$$\sigma_{tu} = + \frac{0,104 \cdot p \cdot a^2}{h^2} \cdot 6 - \frac{V}{h} + \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2} - \frac{0,104 \cdot 4 \cdot c \cdot V}{h^2} \cdot 6$$

⁴⁾ Girkmann, Flächentragwerke. Wien 1946, Springer-Verlag.

$$\sigma_{iu} = +0,624 \cdot \frac{p \cdot a^2}{h^2} - \frac{V}{h} + \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2} - 2,496 \cdot \frac{c \cdot V}{h^2}$$

$$\sigma_{io} = -0,624 \cdot \frac{p \cdot a^2}{h^2} - \frac{V}{h} + \frac{V \cdot e \cdot 6}{h^2} + 2,496 \cdot \frac{c \cdot V}{h^2}$$

Auch bei den Flächentragwerken nimmt die Vorspannkraft durch Schwinden und Kriechen ab. Diese Abminderung kann in einer ähnlichen Form wie bei den Linientragwerken berücksichtigt werden, und es braucht daher hier nicht näher darauf eingegangen zu werden.

Schließlich soll noch einiges über die Anordnung der Kabel gesagt werden. Man kann sie nicht in radialer Richtung verlegen, da sich dann alle Kabel im Mittelpunkt kreuzen würden. Denkt man an ein kreuzweises Verlegen der Kabel, so muß dafür gesorgt werden, daß die Vorspannkraft längs des Umfanges konstant wird.

Als zweites Beispiel soll der Rechnungsgang einer außen frei aufgelagerten Kreisringplatte mit einer gleichmäßig verteilten Belastung kurz betrachtet werden (s. Bild 6). System und Belastung

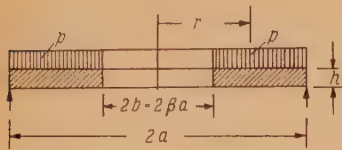


Bild 6. Freiaufgelagerte Kreisringplatte mit gleichmäßig verteilter Belastung.

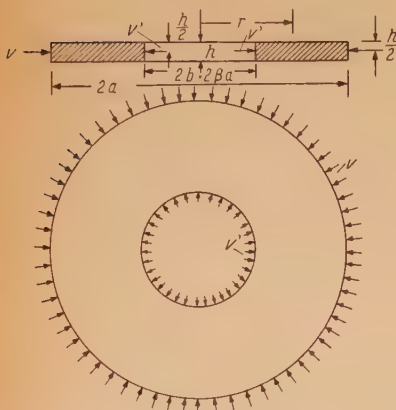


Bild 7. Momentenfreie Druckvorspannung.

sind wieder zentralsymmetrisch. Es würde zu weit führen, hier alle Gleichungen anzugeben. Deshalb werden nur die in Frage kommenden Lastfälle erörtert. Wegen der Grundgleichungen wird auf das Fachschrifttum verwiesen.

Der durch die äußere Last hervorgerufene Belastungsfall ist in Bild 6 dargestellt. Bei dem vorliegenden System kann wieder an eine momentenfreie Vorspannung gedacht werden. Ein derartiger Belastungsfall ist in Bild 7 dargestellt. Da die Vorspannung durch an beiden freien Rändern endende Kabel erzeugt wird, ergibt sich die Beziehung

$$V \cdot 2\pi a = V' \cdot 2\pi b = V' \cdot 2\pi \beta \cdot a$$

$$V' = \frac{V}{\beta}$$

Es handelt sich hier wieder um einen dreh-symmetrischen Spannungszustand in einer Scheibe. Mit Hilfe der beim ersten Beispiel angegebenen allgemeinen Gleichungen, sowie nach Berechnung der Konstanten aus den Randbedingungen und unter Benutzung der angegebenen Beziehung zwischen V und V' ergibt sich:

$$\sigma_r = -\frac{V}{h(1+\beta)} \left(1 + \beta \cdot \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = -\frac{V}{h(1+\beta)} \left(1 - \beta \cdot \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\tau_{rt} = 0$$

Durch eine besondere Anordnung der Kabel (siehe Bild 8) ist es möglich, eine Druckkraft nur auf den äußeren Rand, nicht aber

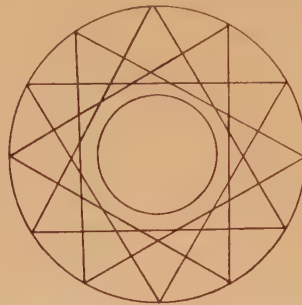


Bild 8. Anordnung der Vorspannkabel, um nur auf den äußeren Rand eine Druckvorspannung auszuüben.

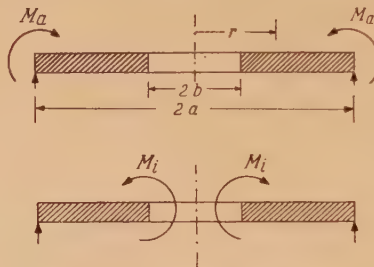


Bild 9. Durch Randmomente belastete Kreisringplatte.

auf den inneren Rand auszuüben. Bei der in Bild 8 dargestellten Führung überschneiden sich die Kabel im Grundriß mehrfach. Sie können somit nicht alle in der Mittelebene liegen. Bei einer nicht allzu großen Anzahl von Kabeldreiecken wird es möglich sein, die durch die konstruktive Ausbildung bedingten Exzentrizitäten auszugleichen.

Die vorher berechneten Gleichungen für σ_r und σ_t gelten für diesen Fall natürlich nicht. Sie gehen über in:

$$\sigma_r = -\frac{V}{h} \cdot \frac{1}{(1-\beta^2)} \cdot \left(1 - \beta^2 \cdot \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = -\frac{V}{h} \cdot \frac{1}{(1-\beta^2)} \cdot \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

$$\tau_{rt} = 0$$

Ebenso wie beim ersten Beispiel wird es auch hier vorteilhaft sein, die Vorspannkraft nicht in der Plattenmittelebene, sondern außerhalb davon wirken zu lassen. Die Ausmittigkeit kann an



Bild 10. Vorspannkraft bei schräg verlegten Kabeln.

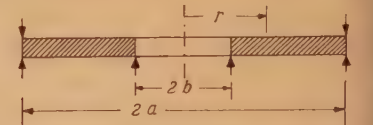


Bild 11. Durch innere Ringkräfte belastete Kreisringplatte.

beiden Rändern unterschiedlich sein auch in bezug auf das Vorzeichen. Der vorher berechnete Zustand wäre dann mit zwei Lastfällen entsprechend Bild 9 zu überlagern.

Eine Kreisringplatte wird man meistens nur durch radial verlaufende Kabel vorspannen. Dabei wird es vorteilhaft sein, diese Kabel schräg zu legen (s. Bild 10). Hierdurch entsteht im inneren Ring eine nach oben gerichtete Komponente der

Vorspannkraft. Die berechneten Belastungsfälle müssen dann durch einen Belastungsfall gemäß Bild 11 überlagert werden.

Als Abschluß soll noch einiges über den Bruchspannungsnachweis solcher Tragwerke gesagt werden. Betrachten wir Bild 8, so erkennen wir, daß die Spannkabel für den Bruchspannungsnachweis sehr ungünstig liegen und eine Berechnung nach dem üblichen Verfahren sehr erschweren und unübersichtlich gestalten, wenn nicht sogar undurchführbar machen.

Der Weg, der am einfachsten und schnellsten zum Ziele führen wird, ist eine Berechnung nach der Bruchlinientheorie⁵⁾. Es würde zu weit führen, hier auf Einzelheiten dieser Berechnungsart einzugehen.

Bei vorgespannten Rechteckplatten liegen die Verhältnisse nicht so einfach wie bei den kreisförmigen Platten. Doch auch hier gibt es heute Verfahren, die zur Bestimmung der auftretenden inneren Spannungen führen. Sie sollen in einer besonderen Abhandlung dargelegt werden⁷⁾.

⁵⁾ Johansen, Bruchlinientheorie. Kopenhagen 1943, Verlag Jul. Gjellerup. — Johansen, Pladeformler, 2. Ausg. Kopenhagen 1949, Herausgegeben von Polyteknisk Forening. — Chamecki, Cálculo no regime de ruptura das lajes de concrete armadas em cruz. Curitiba, Paraná, Brasilien 1948, Verlag Guaira. — Craemer, Slabs spanning in tow directions analysed by consideration of pattern of fractures. Concrete and Constructional Engineering, London 1950.

⁶⁾ Craemer, Berechnung kreuzweise bewehrter Platten nach der Plastizitätstheorie. Österreichische Bauzeitschrift (1951), Heft 3. — Vogt, Neue dänische Normen fördern neue Berechnungsweisen von Platten und Schalen. B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 20.

⁷⁾ Vogt, Neue Wege und Möglichkeiten in der Statik, erscheint demnächst in Deutsche Bauzeitschrift.

Neubau der Badebrücke in St. Peter-Bad.

Von Baumeister Emil Trapp, Tönning.

Allgemeines.

Der Entwurf für die Erneuerung der baufälligen Badebrücke zur Verbindung des Badeortes St. Peter mit der etwa 1000 m nördwärts liegenden Badesinsel sah zunächst wieder eine Brücke aus imprägniertem Holz mit einer von 1,50 auf 2,20 m verbreiterten Fahrbahn und 5,00 m Jochabstand vor. Ein Sondervorschlag einer Baufirma ergab jedoch für eine Brücke aus Stahlbetonfertigteilen (mit einer gangbaren Breite von sogar 2,98 m und Jochabständen von 7,00 m) einen niedrigeren Preis, so daß für die Herstellung der Brücke Stahlbetonfertigteile gewählt wurden (Bild 1 und 2). Diese Lösung ist geeignet, die Wegführung zur Sandbank ausreichend sicher und wirtschaftlich tragbarer als bisher zu gestalten. Außerdem ist der landseitige Teil des Brückenbauwerkes durch eine gegen Seewasserangriff gesicherte Buhne von 150 m Länge und 50 bzw. 120 m oberer Breite bei einer sturmflutfreien Höhe von + 4,50 NN ersetzt worden. Der damit gewonnene Platz von 1 ha Größe eignet sich besonders für Anlagen zur Hebung des Kurbetriebes.

der Längsrichtung abgespannt. Zwischen den einzelnen Gruppen ist jeweils auf einem Außenjoch eine Bewegungsfuge vorgesehen.

Die Brückenjochs wurden als im Boden eingespannte Rahmen aus Stahlbetonpfählen 23/28 cm und einem damit biegesteif

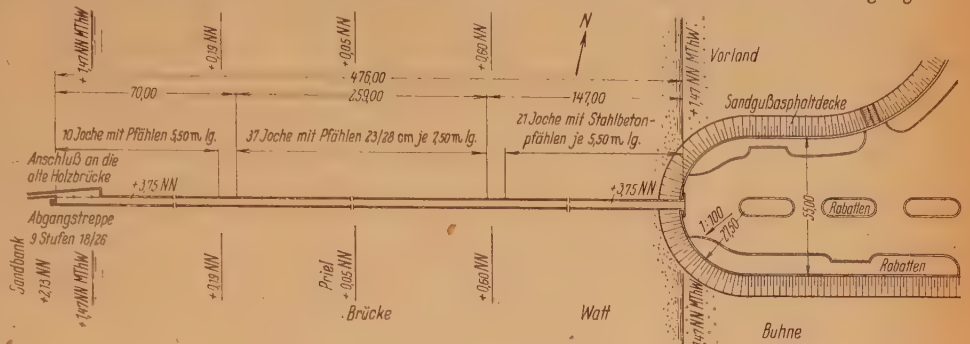


Bild 1. Lageplan.

verbundenen Riegel in Ort beton hergestellt. Die eingespülten Pfähle von 5,5 bzw. 7,5 m Länge stehen mit ihrer halben Länge und mehr im Sand. Sie wurden mit 4 Ø 16 mm und Spirale bewehrt und erhielten 3 cm Betonüberdeckung. Bei den in Ort beton hergestellten Riegeln ist die Betonüberdeckung der Stahleinlagen 5 cm. Die Jochs sind statisch auch darauf untersucht worden, welche seitlichen Beanspruchungen bei Sturmfluten aufgenommen

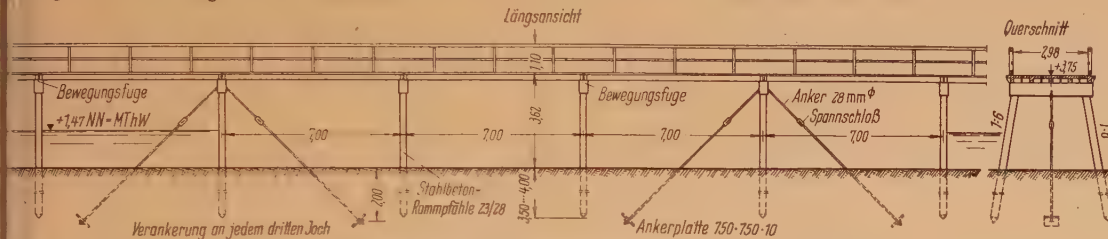


Bild 2. 476 m lange Badebrücke aus Stahlbeton-Fertigteilen in St.-Peter-Ording.

Herstellung der Badebrücke von 476 m Länge aus Stahlbetonfertigteilen.

Die Brücke ist eine Plattenbalkenbrücke mit 7 m Jochabstand.

Die vorgefertigten Plattenbalken, von denen 5 nebeneinanderliegen, sind Träger auf 2 Stützen ohne statische Verbindung über den Jochen. Je 3 Jochs wurden durch die Plattenbalken zu einer selbständigen Gruppe zusammengefaßt. Davon ist jedes Mitteljoch durch unter 45° in den Boden eingespülte Ankerstangen von 28 mm Durchmesser und Ankerplatten von 70 x 70 cm Größe in

werden können. In der Jochrichtung sind dies 3 t waagerechte Kraft und senkrecht zum Joch 4,5 t.

Die Fahrbahn wird in jedem Feld von 3 Mittelplattenbalken und

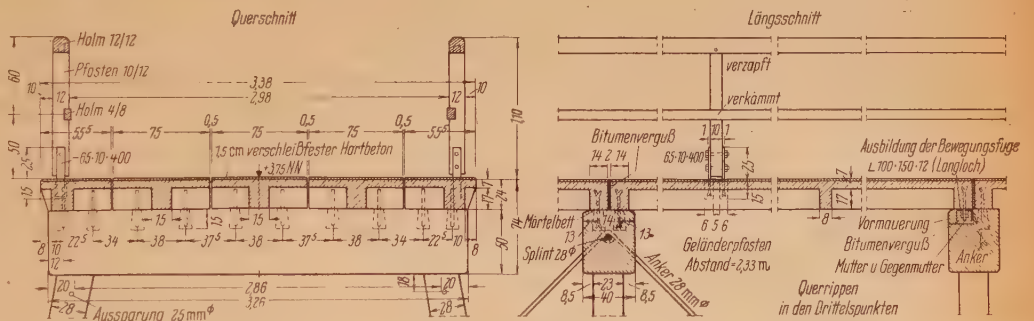


Bild 3. Einzelheiten.



Bild 4 u. 5. Blick auf die fertige Brücke.

2 Randplattenbalken gebildet (Bild 3). Zur Erhöhung ihrer Verdrehungssteifigkeit haben die Plattenbalken an den Auflagern und in den Drittelpunkten Querrippen erhalten. Die Durchbiegung der Plattenbalken ohne Verkehrslast beträgt 4 mm. Zwischen den Platten ist jeweils 5 mm Luft gelassen, damit das Oberflächenwasser schnell abfließen kann. Die Platten haben an der Oberfläche eine Schicht aus verschleißfestem Hartbeton erhalten. Sie sind an den Ecken abgerundet. Da die Fahrbahnträger waagerechte Kräfte von den Randjochen auf das Mitteljoch überleiten sollen, sind sie durch Stahlbolzen mit dem Holm verbunden. Auf jedem 3. Joch ist zur Trennung der einzelnen Gruppen eine Bewegungsfuge angeordnet. Durch ein Gleitbett aus Winkelstahl mit länglichen Löchern, in denen Stahlbolzen sich bewegen, können Einwirkungen durch Temperaturunterschiede ausgeglichen werden. Die 2 cm breiten Fugen zwischen den Plattenköpfen und die beweglichen Auflager sind mit Bitumen vergossen. Das hölzerne Gelände wird durch einbetonierte verzinkte Flachstäbe auf den Randträgern befestigt.

Bericht über eine Umfrage betreffend neuartige Schalungs- und Rüstungsverfahren.

Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Anton Gattnar, München.

Einleitung.

Im Rahmen der „Deutschen Gesellschaft für Holzforschung“ (DGfH) wurde innerhalb des Fachausschusses „Holz im Bauwesen“ (Vorsitzender Prof. Dr.-Ing. E. h. Wedler) vor etwa zwei Jahren ein Unterausschuß „Vorhalteholz“ gebildet, dessen Aufgabe es ist, alle Möglichkeiten einer pfleglichen und sparsamen Verwendung des Holzes auf diesem Sondergebiet zu untersuchen und zu fördern. Der Verfasser vorliegenden Berichtes, gleichzeitig Vorsitzender dieses Unterausschusses, ist der Auffassung, daß obige Aufgabe nur in sehr beschränktem Ausmaß durch wissenschaftliche Untersuchungen gelöst werden kann, daß vielmehr zu diesem Zweck in erster Linie die zahlreichen praktischen Erfahrungen der Baufirmen herangezogen und ausgewertet werden müßten, welche das Vorhalteholz in Form von Schalungen und Rüstungen fortlaufend verarbeiten und in eigenem Interesse bestrebt sind, diesen so kostbar gewordenen Hilfsbaustoff möglichst sparsam und nutzbringend einzusetzen. Es wurde daher auf seine Anregung hin im März 1951 seitens des Deutschen Beton-Vereins sowie der DGfH ein gemeinsames unterzeichnetes Rundschreiben an 40 namhafte deutsche Betonfirmen gerichtet und um die Beantwortung verschiedener Fragen gebeten, welche sich im wesentlichen auf folgende Punkte bezogen:

Innerhalb der letzten zwei Jahre verwendete, von der gewöhnlichen Holzschalung abweichende Schalungssysteme, deren Anschaffungskosten und Wiederverwendbarkeit; Lohnstundenaufwand für Auf- und Abbau, Instandhaltung dieser Schalungen; festgestellte Vor- und Nachteile der Systeme vom technischen und wirtschaftlichen Standpunkt aus gesehen. Entsprechende Fragen betrafen verwendete Sondergerüste. Schließlich wurde um Vorschläge gebeten, wie man den Verbrauch an Vorhalteholz bei Hoch- und Tiefbauten möglichst einschränken könne.

Von den 40 angeschriebenen Firmen antworteten nur zwölf¹⁾, jedoch waren unter diesen gerade solche vertreten, die von sich aus in ihren Betrieben dem Sachgebiet „Vorhalteholz“ schon seit längerer Zeit erhöhte Aufmerksamkeit zugewandt hatten und daher besonders wertvolle Beiträge liefern konnten. Ursprünglich war geplant, den Erfahrungsaustausch nur innerhalb dieser zwölf Firmen weiterzuführen, jedoch wird auf Vorschlag von Prof. Dr. Wedler und mit Einverständnis dieser Firmen im folgenden das Ergebnis der Umfrage doch der gesamten Fachwelt mitgeteilt, in der Erwartung, daß dadurch das Nachdenken über diese Fragen noch mehr angeregt und der Kreis der Firmen und Fachleute noch mehr vergrößert werden möge, die sich an dem weiteren Gedanken- und Erfahrungsaustausch beteiligen.

Dem Bericht seien noch einige Bemerkungen vorausgeschickt:

- a) Die eingelaufenen Antworten auf die Umfrage wurden von der Geschäftsstelle der DGfH gesammelt und allen Firmen, die einen Beitrag geliefert hatten, im Wortlaut zugeleitet. Der besseren Übersicht halber wird im folgenden nur ein zusammenfassender Bericht über diese Antworten gebracht.

3. Baustoffe, ausführende Firmen, Bauleitung.

Besonderer Wert ist auf die Wasserdichtigkeit des Betons gelegt worden. Bei den Prüfungen auf Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048 lag die Eindringtiefe in den Grenzen von 0 bis 15 mm. Für die Fertigteile war Beton der Güte B 450 mit einer Biegezug-Festigkeit von 60 kg/cm² und für den Ort beton B 300 gefordert.

Träger der Arbeit war die Gemeinde St. Peter.

Die staatliche Bauaufsicht hatte das Marschenbauamt Heide.

Die örtliche Bauleitung für die Gemeinde war dem Verfasser übertragen.

Ausführende Firmen waren die Arbeitsgemeinschaft J. Derlien, Bauunternehmung, Tönnig, und Steffen Sohst, Bauunternehmung, Kiel. Die Stahlbetonfertigteile wurden von der Firma Paul Thiele, Hoch- und Tiefbau, Hamburg, geliefert.

Die Bauzeit für Bühne und Brücke im Baujahr 1952 betrug je 3 Monate. Die Gesamtkosten beliefen sich auf 480 000,— DM.

- b) Infolge des mit der Rundfrage, ihrer Beantwortung und Auswertung verbundenen Zeitaufwands entsprechen die Ergebnisse der Rundfrage dem Stand der Schalungstechnik vor etwa einem Jahr. Der Verfasser bemüht sich im folgenden, die seitherige Entwicklung auf Grund persönlicher Erfahrungen und Beobachtungen mit zu berücksichtigen.
- c) Eine wertvolle, zusammenfassende Auswertung der Umfrage hat auch Dipl.-Ing. Labutin für seine Firma (Hochtief) durchgeführt. Mit seinem Einverständnis werden diese Ergebnisse im folgenden mit verarbeitet.
- d) Mit der Feststellung über die derzeitige Verwendung verschiedener Schalungssysteme ist kein endgültiges Werturteil über diese oder auch die nichtgenannten Systeme verknüpft. Es soll lediglich ein Querschnitt über die heute bei deutschen Firmen üblichen Schalungs- und Rüstungsverfahren und deren festgestellten Vor- und Nachteile geboten werden, wobei ausdrücklich zu betonen ist, daß gerade auf diesem Gebiet die Entwicklung noch stark im Fluß ist und durchaus noch nicht alle Möglichkeiten zweckmäßiger, material- und lohnsparender Schalungen und Rüstungen erschöpft sind.
- e) Abschließende Werturteile können mit dem folgenden Bericht schon deshalb nicht verknüpft sein, weil neben einer technischen Bewertung der verschiedenen Systeme in erster Linie auch die jeweiligen wirtschaftlichen Gegebenheiten im weitesten Sinne mitbestimmend sind, ob diese oder jene Schalung z. Z. gerade angewendet wird, also Umstände, die mit dem Schalungssystem selbst nicht unmittelbar zu tun haben.
- f) Der folgende Bericht erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, da die ausgewerteten Unterlagen, wie gesagt, nur von zwölf Firmen stammen. Er ist lediglich ein Beitrag, der dazu führen möge, daß von verschiedenen Seiten weitere ergänzende Berichte bzw. auch kritische Stellungnahmen einlaufen, die allmählich eine fortlaufende Aussprache und Berichterstattung über diese alle Baufachleute berührenden Fragen in Fluß bringen.
- g) In den Antworten wurden auch die damaligen Preise der einzelnen Schalungssysteme angegeben; da diese jedoch zeitlichen Schwankungen unterliegen, werden sie hier nicht wiedergegeben. Im Bedarfsfall können die z. Z. gültigen Preise von den zuständigen Lieferfirmen leicht eingeholt werden.

Es folgt der Bericht:

1. Allgemeines.

Der Verfasser hat 1950 über die damals verwendeten Schalungssysteme zusammenfassend berichtet²⁾. Viele dieser Systeme hingen mit der damals für die Herstellung von Wänden bei Wohnungsbauten stark verbreiteten Schüttbetonweise zusammen bzw. waren als Ausweichmöglichkeiten für den drückenden Holz-

¹⁾ Lenz-Bau/Hbg., C. Baresel/Stgt., J. Berger/Wiesbaden, Chr. Bossert/Stgt., Christiansi & Nielsen/Hbg., Dyckerhoff & Widmann/Mchn., J. Hoffmann & Söhne/Ldwgshf., Hochtief/Essen, Ph. Holzmann/Erft., Siemens-Bauunion/Mchn., K. Störh/Mchn., Thormann & Stiefel/Augsbg.

²⁾ B. u. St. 45 (1950), Heft 10, S. 221 und Heft 11, S. 249. Aus diesem Aufsatz können auch Abbildungen und technische Einzelangaben der im folgenden erwähnten Systeme entnommen werden.

mangel während der ersten Nachkriegsjahre gedacht. Inzwischen an von einem ausgesprochenen Holz-mangel nicht mehr ge-
prochen werden (das Holz ist nur sehr teuer geworden), ferner
das Bauen mit Schüttbeton an Bedeutung verloren. Auch aus
verschiedenen anderen technischen und wirtschaftlichen Gründen
und von den damaligen zahlreichen Systemen nur wenige zurück-
gelassen, die heute noch in größerem Ausmaße angewendet
werden und sich auf Grund der inzwischen gesammelten Erfah-
rungen weiter entwickelt haben.

Gewöhnliche Holzschalung.

Seit nach der Währungsumstellung Schalholz wieder in aus-
sichenden Mengen auf dem Markt erschienen ist, behauptet die
bewährte gewöhnliche Holzschalung wieder ihr Feld und wird
sonders für Balken und Stützen noch immer vorwiegend an-
wendet. Für solche Bauteile konnten sich auch verschiedene
technisch brauchbare Systeme von Schalelementen mit feststehen-
den Abmessungen nicht durchsetzen. Die Hauptschwierigkeit liegt
dabei darin, daß die Abmessungen von Balken und Stützen nach
den drei Richtungen sehr veränderlich sind und die erforderliche
umfängliche Steifigkeit von Balken- und Stützenschalungen aus
isolierten Elementen mit wenig Aufwand schwer zu erreichen ist.

Holztafeln.

Für größere glatte Betonflächen von Zwischendecken und Wän-
den werden in großem Umfange hölzerne Schalelemente ver-
wendet, und zwar bei acht Firmen von den zwölf an der Umfrage
teiligten. Diese Elemente gliedern sich in folgende zwei
Gruppen:

Schaltafeln mit Versteifungsrahmen an den Rändern und ver-
steifenden Zwischenrippen, die von acht Firmen verwendet
werden.

Vorteile: Erhöhte Biegesteifigkeit der Tafeln, dadurch Ein-
sparung an zusätzlichem Holz für die Aussteifung; leichte und
billige Herstellungsmöglichkeit in eigenem Betrieb; häufigere
Wiederverwendbarkeit als gewöhnliche Holzschalung (etwa
25mal); Tafeln werden nicht verschleppt und verheizt wie
loses Schalholz.

Nachteile: Ziemlich hohes Einzelgewicht je nach Größe; Stapel-
raum wegen der Hohlräume zwischen den Tafeln für Trans-
port ziemlich hoch.

Glatte Schaltafeln ohne Versteifungsrahmen. Neben der ur-
sprünglichen Form dieser Tafeln, der beidseitig glatten Einex-
tafel sind inzwischen eine Reihe ähnlicher, weiter entwickelter
Systeme getreten, wie die verschiedenen Formen der „HB“-
Platte, der „Polo“- und „Alpinen“-Betonschalungsplatte. Sie
unterscheiden sich durch die Art des Stahlblechkantenschutzes
sowie der Verbindung der einzelnen Bretter. Die Verwendung
solcher Platten wurde von sechs Firmen gemeldet, in der
Zwischenzeit haben sie sich aber noch mehr verbreitet.

Vorteile: Oftmalige Wiederverwendbarkeit, die durch den
haltbaren Kantenschutz der neueren Ausführungen auf etwa
30- bis 40mal gesteigert werden konnte; geringes Einzelgewicht,
gute Stapel- und Transportmöglichkeit bei geringem Raum-
bedarf. Gute Anpassungsfähigkeit an Unregelmäßigkeiten in
der Schalungsfläche durch Verwendung von Paßstücken aus
gewöhnlichen Schalbrettern, mit denen sie gleiche Dicke haben;
infolge gut entwickelter Massenanfertungsverfahren verhält-
nismäßig günstiger Anschaffungspreis.

Nachteile: Außer den Platten wird noch eine vollständige Aus-
steifungskonstruktion benötigt.

Für die Einschalung ebener Deckenflächen sind die glatten Schal-
tafeln heute ziemlich allgemein im Gebrauch. Bei Wandschalungen
vorgezogen werden die unter a) aufgeführten versteiften Holztafeln
et vorgezogen, da hier wegen des hohen Betondruckes ihre
Steifigkeit und die Ersparnis an zusätzlichem Aussteifungs-
holz besonders zur Geltung kommen.

Rubora-Scherengitterschalung.

Über diese neuere Schalung aus hölzernen Scherengittern und
übergelegten Hartfaserplatten (Wirusplatten) berichten zwei
Firmen. Sie beurteilen sie günstig, jedoch ist die Zeit zur Beob-
achtung für eine gründliche Begutachtung noch zu kurz. Auch
andere Firmen haben inzwischen mit dieser Schalung gearbeitet.
Wiederverwendungsmöglichkeit für die Scherengitter rund 20mal, für
die aufgelegten Wirusplatten 5mal.

Vorteile: Leichte und schnelle Anpassungsfähigkeit der Scheren-
gitter an die verschiedenen Grundrißflächen; es können auch
Flächen mit leichter Rundung (z. B. bei Schalenkonstruktionen und
Rundbehältern) eingeschalt werden. Nur äußerst geringer Stapel-
raum erforderlich.

Nachteile: Die Biegesteifigkeit der Scherengitter ist nicht sehr
groß, sie müssen bei höheren Betondrücken in ziemlich kleinen
Abständen ausgesteift werden; Grundrisse mit Unregelmäßigkeiten
(z. B. Schornsteinaussparungen, Pfeilervorsprünge usw.) erfordern
zusätzliche Paßstreifen. Bei Bruch einzelner Stäbe ist das Scheren-
gitter nicht leicht auszubessern; die aufgelegten Preßfaserplatten
nutzen sich ziemlich rasch ab.

5. Vollwandige Stahlschalungen.

Von den an sich technisch gut entwickelten vollwandigen Stahl-
schalungssystemen wird gegenwärtig wenig Gebrauch gemacht. Nur
je eine Firma meldet die Verwendung der Luchterhand-Schalung
und der Z-Schalung. Diese geringe Verwendung von Stahlschalungen
dürfte hauptsächlich auf folgende Gründe zurückzuführen sein:

a) Kapitalmangel für die Anschaffung der ziemlich teuren Stahl-
schalelemente.

b) Die Möglichkeiten, die Schalung, welche an sich etwa 100mal
wiederverwendbar ist, auch praktisch oft einzusetzen, sind bei
dem heutigen Bauvolumen ziemlich begrenzt und damit auch
die Möglichkeit, das investierte Kapital in absehbarer Zeit
abschreiben zu können.

c) Der Stahlblechmangel war noch vor kurzem ziemlich empfind-
lich, hat sich aber in letzter Zeit gemildert, so daß die Firmen
im Bedarfsfall wieder liefern können.

Stahlblechschalungen kommen hauptsächlich für solche Bauten
in Frage, bei denen sie in kurzer Zeit sehr oft hintereinander ein-
und ausgebaut werden können, z. B. bei langen Betonstollen und
-kanälen.

6. Stählerne Gitterschalungen.

Die Verwendung dieser Sonderschalungen für Schüttbetonbauten
wird von vier Firmen gemeldet. Sie waren aber, wie bekannt,
auch bei vielen anderen im Einsatz (System „Leonhard-Bossert“
und „Kuske-Kronprinz“, daneben Lochblechschalung auf Holz-
rahmen).

Vorteile: Geringes Gewicht, außerordentlich geringer Stunden-
aufwand für Auf- und Abbau der Schalung (0,3 bis 0,4 Std./m²
geschalteter Fläche), sehr häufige Wiederverwendbarkeit (80- bis
90 mal).

Nachteile: Als ausgesprochene Sonderschalung nur für die Her-
stellung von Schüttbetonwänden zu gebrauchen, wobei der Beton
nicht zu weich sein darf; frisch eingebrachter Beton ist den Wite-
rungseinflüssen ausgesetzt; hoher Anschaffungspreis; das nach
mehrmaliger Verwendung erforderliche Reinigen der Schalung ist
etwas umständlich.

Die Gitterschalung hat sich für Schüttbetonwände wegen ihres
geringen Lohnaufwandes am besten bewährt, ihre Bedeutung
steigt oder fällt mit der Häufigkeit der Anwendung dieses Bau-
verfahrens. Die Schalung kann auch gemietet werden.

7. Stählerne Rippenbleche.

Die Verwendung von Rippenblechen bei der Einschalung von
Rippendecken wird zwar nur von einer Firma gemeldet, jedoch
ist diese jahrzehntealte Schalart bekanntlich auch bei vielen an-
deren Firmen verbreitet. Für Kassettendecken hat sich die unter
dem Namen „Staka“- (Stahlkassetten-) Decke bekannte Sonder-
bauart von Blechkästen gut bewährt. Zu erwähnen ist auch die
Bauart „Rieger“, die für besonders weit gespannte Rippendecken
geeignet ist. Letztere Sonderkonstruktionen können auch von den
Lieferanten gemietet werden. Rippenbleche sind einer gewöhn-
lichen Holzschalung bei Rippendecken weit überlegen. Ihre Ab-
nutzung ist äußerst gering, so daß sie sehr oft wieder verwendbar
sind. Der Lohnstundenaufwand für Auf- und Abbau ist erheblich
geringer als bei Holzschalung.

8. Betonplattenschalung.

Über Schalungen mittels Betonplatten, die Bestandteil des Bau-
werks bleiben und dadurch zugleich ein architektonisches Ge-
staltungsmittel sind, wird von einer Firma berichtet. Diese Schal-
art wird nur in bestimmten Fällen wirtschaftlich sein, bringt
dann aber neben der Holzersparnis den Vorteil einer Außenhaut,
die weder verputzt noch verblendet zu werden braucht.

9. Gleitschalungen.

Eine Firma meldet die Entwicklung einer neuartigen Gleitschalung, die sich bereits praktisch gut bewährt hat und gegenüber den bisherigen Systemen weitere Holz- und Lohnersparnisse mit sich bringt. Auch bei anderen Firmen hat man sich in letzter Zeit bemüht, die bisherigen Gleitschalungen zu verbessern und weiterzuentwickeln.

10. Schalungsträger.

Über die Verwendung von Hico-Trägern wird von drei Firmen berichtet. Inzwischen wurde von den stählernen, zerlegbaren und verschieblichen Schalungsträgern zwecks Einsparung der Unterstützungskonstruktion bei Deckenschalungen noch viel mehr Gebrauch gemacht. Wegen der ziemlich hohen Anschaffungskosten liegt die Ersparnis nicht so sehr in den Baustoffkosten begründet wie in der Lohnersparnis für Auf- und Abbau der leichten, handlichen und den verschiedenen Spannweiten rasch anpaßbaren Trägern. Das Zurichten, der Auf- und Abbau von den sonst üblichen Absteifungen aus Kant- und Rundhölzern erfordert erheblich mehr Lohnaufwand. Neben den Hico-Trägern sind auch noch andere Typen von Schalungsträgern auf dem Markt erschienen, wie „Stawa“-„Kwikform“-„Hünnebeck“-„Huje“-„Ruhrstahl“-Träger. Auf Wunsch können diese verschiedenen Typen auch gemietet werden.

Eine bemerkenswerte Neuerung ist auch noch die Verwendung von Hico-Trägern in Verbindung mit besonderen, verstellbaren Stahlzargen für die Aussteifung und Abfangung von Balkenschalungen.

11. Baugerüste.

Auf diesem Gebiet brachte die Umfrage nicht viel Neues. Bekanntlich sind Stahlrohrgerüste den üblichen Holzgerüsten in technischer Hinsicht überlegen, insbesondere was raschen Auf- und Abbau, gute Transportmöglichkeit, Anpassungsfähigkeit an die verschiedensten Anforderungen unter Verwendung immer der gleichen Einzelteile betrifft. Auf der anderen Seite spielen aber bei Gerüstbauten auch wirtschaftliche Überlegungen eine ausschlaggebende Rolle. Stahlrohrgerüste sind erheblich teurer als hölzerne;

da Gerüste oft monatelang für einen Bau gebraucht werden, fallen neben den Lohnaufwendungen für Auf- und Abbau auch die Vorhaltekosten sehr ins Gewicht und sprechen in vielen Fällen eindeutig für die Verwendung eines einfachen hölzernen Stangen- oder Leitergerüsts, das unter normalen Umständen auch rasch auf- und abgebaut werden kann. Stahlrohrgerüste sind dann zweckmäßig, wenn ihre technischen Vorteile gut ausnutzbar sind, also bei besonders hohen und stark beanspruchten Gerüsten. Auch Rohrgerüste aus Leichtmetall haben sich gut eingeführt, ihr geringes Gewicht beeinflusst günstig die Kosten für Transporte, Auf- und Abbau, vor allem sind sie gegen Korrosion unempfindlich. Dem steht ihr noch höherer Anschaffungspreis gegenüber.

Das Merogerüst zeichnet sich durch seine zuverlässigen Schraubenverbindungen und genau mittigen Stabanschlüsse aus, so daß es hohen statischen Beanspruchungen gewachsen ist. Der hohe Anschaffungspreis ist dann gerechtfertigt, wenn es sich um schwer belastete und statisch exponierte Gerüstbauten handelt.

Sämtliche Rohrgerüste können auch gemietet werden.

12. Sonstige Vorschläge.

In der Umfrage wurde auch um besondere Vorschläge für die Einsparung von Vorhalteholz gebeten. Unter den Antworten, die hauptsächlich auf die oben angeführten Sonderschalungen hinweisen, sind darüber hinaus folgende zwei Punkte bemerkenswert, die von mehreren Seiten geäußert wurden:

- a) Die Lösung schwieriger Schalungs- und Rüstungsfragen soll nicht dem Baustellenpersonal überlassen bleiben, vielmehr ist hierbei die Einschaltung des Konstruktionsbüros anzustreben. Schalungen und Rüstungen sollen in schwierigeren Fällen von erfahrenen Ingenieuren ebenso sorgfältig durchgearbeitet werden, wie das Bauwerk selbst, weil dadurch in den meisten Fällen erhebliche Ersparnisse an Holz- und Lohnaufwand erzielt werden können.
- b) Der Facharbeiternachwuchs soll in dem Sinne besonders geschult werden, daß heute mit dem kostbaren Vorhalteholz auf den Baustellen viel sparsamer und schonender umgegangen werden muß, als dies früher üblich war, da Holz zu billigen Preisen in beliebigen Mengen zur Verfügung stand.

Vermischtes

Fritz Ebener 65 Jahre.

Am 28. Mai feierte Baumeister *Fritz Ebener*, Essen, seinen 65. Geburtstag. Seine Lebensarbeit galt den schwer beanspruchten Industriefußböden, für die er dauerhafte und trotzdem sparsame Beläge entwickelt hat.

Ebener begann mit der Verwendung von Gußeisenspänen als Zuschlagstoffe für Betonestriche, ein Verfahren, nach dem als Stelcon-Panzerbeton Quadratkilometer an Flächen belegt worden sind. Für besonders schwere Beanspruchungen entwickelte er später Betonplatten mit einer 3 mm dicken Stahlblechverschleißschicht, die Stelcon-Ankerplatten. Sie traten in den meisten Fällen an Stelle der früher gebräuchlichen Gußeisenplatten.

Darüber hinaus widmete sich Ebener den wissenschaftlichen Grundlagen der Herstellung und Bewertung von Hartbetonbelägen. Er war maßgeblich an dem Zustandekommen des Normblattes DIN 1100 — Hartbetonbeläge — beteiligt und hat im Zusammenhang damit eine Prüfmaschine entwickelt, durch die der Verschleißwiderstand solcher Beläge beurteilt werden kann, die rollendem Druck sowie Stoß und Schlag ausgesetzt sind. Das ist mit der bisher üblichen Abschleifprüfung nicht möglich.

Mit seinem Lebenswerk hat Ebener vielen Industrien einen großen Dienst erwiesen. Deshalb ist die Zahl derer, die ihm weiterhin das Beste wünschen, nicht zu ermessen.

Wir schließen uns ihnen an. Glückauf!

Die Schriftleitung.



O. Professor Dr.-Ing. Theodor Kristen 65 Jahre alt.

Am 11. Juni feierte Professor Dr.-Ing. *Theodor Kristen* seinen 65. Geburtstag. Er wurde in Paderborn geboren, studierte in Hannover und war lange Jahre, nachdem er als Infanterie-Offizier am ersten Weltkrieg teilgenommen hatte, Oberingenieur unter Geheimrat Prof. Dr.-Ing. *Robert Otzen* in Hannover.

1932 wurde er zum apl. Professor ernannt und war dann von 1932 bis 1937 Abteilungsleiter im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Als Nachfolger des verstorbenen Prof. Dr.-Ing. *Dieckmann* wurde Kristen 1937 an den Lehrstuhl für Baustoffkunde an der Technischen Hochschule Braunschweig berufen und gleichzeitig zum Direktor des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung ernannt.

Im Kriege baute er das Institut für baulichen Luftschutz auf und war maßgebend bei der Entwicklung von Schutzraumbauten beteiligt. Am Ende des Krieges fielen seine Institutsräume der

Zerstörung anheim. Professor Kristen hat nach 1945 sehr schnell sein Institut wieder aufgebaut und sogar durch eine bauakustische Abteilung erweitert. Zahlreiche Forschungsarbeiten auf den Gebieten des Feuer-, Witterungs- und Schallschutzes und der Mörteltechnologie wurden unter seiner Leitung durchgeführt.

Die Vielseitigkeit seiner wissenschaftlichen Tätigkeit geht aus der großen Zahl von Veröffentlichungen hervor.

Seit Jahrzehnten arbeitet Professor Kristen in zahlreichen wissenschaftlichen Gremien und Fachausschüssen ehrenamtlich. Er ist



a. Mitglied des „Ländersachverständigenausschusses für neue Baustoffe und Bauarten“ und des Forschungsbeirates beim Bundesministerium für Wohnungsbau und Obmann der Fachausschüsse „Baulicher Luftschutz“ und „Baukalk“.
Ganz besonderer Beliebtheit erfreut sich Kristen als Hochschullehrer. Seine vielen Freunde und Bekannten beglückwünschten ihn für das herzlichste und verbinden damit den Wunsch, daß er noch nicht lange auf seinen Spezialgebieten zum Wohle aller arbeiten möge.
Stoy.

Dr.-Ing. Philipp Ebert †.

Am 13. April verschied in München völlig unerwartet Dr.-Ing. Philipp Ebert, persönlich haftender Gesellschafter der Dyckerhoff & Widmann K.G. Geboren am 30. 12. 1901 in Würzburg als Sohn des Großkaufmanns Emil Ebert, besuchte er dort das Realgymnasium, absolvierte an der Technischen Hochschule München, legte im Jahre 1923 die Diplom-Hauptprüfung ab und war dann 4 Jahre Assistent bei Ludwig Föppl. 1927 trat er in die Firma Dyckerhoff & Widmann ein, in der er rasch bis zum Leiter der Niederlassung Hamburg aufstieg. 1939 wurde er als Mitglied der technischen Geschäftsleitung der Hauptverwaltung Berlin berufen. Nach dem Zusammenbruch baute er die Berliner Niederlassung unter schwierigsten Verhältnissen wieder auf und leitete sie bis zu seiner Überführung in die Hauptverwaltung nach München. Kurz vor Antritt dieser einflussreichen Tätigkeit promovierte Ebert an der Technischen Universität Berlin zu einer grundlegenden Arbeit über die Brunnengründung zum Doktor-Ingenieur.

Zahlreiche Bauten künden von der unermüdbaren Schaffenskraft des Verstorbenen. Ob es sich um Industrieanlagen, wie beispielsweise das Volkswagenwerk Wolfsburg, um Wasserbauten, wie die dritte Einart Wilhelmshaven und die Talsperren Rositz und Oder, oder um Brückenbauten handelte, ob rein wissenschaftliche Aufgaben (Versuchskörper „Pilz“ in Berlin) oder im Bauingenieur fernerliegende Gebiete, wie der Stahlbetonpfeilerbau, zu bearbeiten waren, stets bewährte sich die beispielhafte Synthese zwischen theoretischen Kenntnissen und praktischen Erfahrungen, die Eberts Erfolge kennzeichnete. Trotz der Fülle praktischer Aufgaben fand Ebert immer noch Zeit, sich auch an der mühevollen Arbeit der Normung zu beteiligen. Der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton war seine Mitarbeit unentbehrlich, und bei der Neufassung der DIN 1054 hat er den wichtigen Teil, der die Pfahlgründung umfaßt, in jahrelanger Arbeit fertiggestellt und noch kurz vor seinem Tode die auf Grund seiner reichen praktischen Erfahrungen so wertvollen Erläuterungen hierzu verfaßt.

Wenn aber etwas die hervorragenden technischen und wissenschaftlichen Eigenschaften Eberts übertreffen konnte, so waren es seine menschlichen Qualitäten. Sein Verhalten war stets ehrlich und offen, und große Hilfsbereitschaft zeichnete sein Wesen aus. Diese hervorragenden Eigenschaften, zusammen mit einem einmaligen Geschick in der Verhandlungsführung, erwarben ihm nicht nur zahlreiche Freunde, sondern nötigten auch seinen sachlichen Gegnern höchste Anerkennung ab. Die Fachwelt und sein weiter Bekanntenkreis werden Ebert ein dauerndes, ehrenvolles Andenken bewahren.
Lorenz.

Bericht über die 50. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V. in Stuttgart am 15., 16. und 17. April 1953.

Die 50. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. mit über 1400 Teilnehmern, darunter zahlreichen Gästen aus allen Ländern des westlichen Europas, besucht. Wie der Vorsitzende, Dr.-Ing. Minetti, zu Beginn seiner Eröffnungsansprache hervorhob, veranstaltete der Verein zwar diesmal seine 50. ordentliche Hauptversammlung, jedoch eilt das Alter des Vereins die Zahl um fünf Jahre voraus, weil in den Jahren 1942 bis 1947 Mitgliederversammlungen durch das Kriegsgeschehen und seine Folgen ausfallen mußten. Das 50jährige Bestehen des Vereins

wurde bereits 1949 in Wiesbaden in würdiger Form besonders gefeiert.

Die Vortragsveranstaltung im Metropol-Palast begann mit dem Spiel eines nachgelassenen Quartettsatzes in c-moll von Franz Schubert durch das Barchet-Quartett, Stuttgart. — Sodann übermittelte Herr Oberbürgermeister Klett der Versammlung im Namen des Magistrats der Stadt Stuttgart die herzlichsten Grüße.

Anschließend betonte der Vorsitzende in seiner Begrüßungsansprache, daß diese Versammlungen nun schon seit Jahrzehnten als „der Betontag“ des deutschen Bauingenieurwesens gelten, weil dabei Wissenschaftler, führende Unternehmer und hervorragende Baubeamte immer wieder über neueste Erkenntnisse auf dem Gebiet des Betons und Stahlbetons, über neuartige Erfahrungen und Bauausführungen berichten, aber auch weil diese Tage dem geselligen Zusammenschluß aller Bauingenieure und nicht zuletzt dem Austausch des Wissens mit dem Auslande dienen.

Ein letztes Gedenken galt den im vergangenen Jahre verschiedenen Kollegen, besonders aber den beiden Inhabern der Emil-Mörsch-Denk Münze, dem großen Forscher, Lehrer und Konstrukteur Professor Dr.-Ing. Franz Dischinger¹⁾, Berlin, und — am zweiten Tage, nachdem sein Tod bekanntgeworden war — dem hochverdienten Forscher und Lehrer, Professor Dr.-Ing. Willy Gehler²⁾, Dresden.

Herr Dr.-Ing. Minetti gab bei dieser Gelegenheit bekannt, daß der Deutsche Beton-Verein einen Dischingerpreis in Höhe von 2000 DM für hervorragende Studienleistungen in der Fachrichtung konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Berlin, der Wirkungsstätte Professor Dischingers, gestiftet hat.

Die höchste Auszeichnung des Vereins, die Emil-Mörsch-Denk Münze, die einmal im Jahre auf der Hauptversammlung für hervorragende Leistungen auf dem Gebiete des Stahlbetons verliehen wird, empfing auf der diesjährigen Tagung Herr Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, München, der große schöpferische Konstrukteur, der scharfsinnige Theoretiker, der im Stahlbetonschalenbau zahlreiche neuartige und überragende Leistungen vollbracht hat, der Erbauer der bisher leichtesten Stahlbetonschiffe, der Meister des Stahlbetonfachwerkträgers und der Bahnbrecher im Freivorbau von Massivbrücken und Pionier des Spannbetons.

In seiner weiteren Ansprache wies Dr. Minetti eindringlich darauf hin, daß die stete Güteverbesserung der beiden Baustoffe des Stahlbetons, nämlich des Betons und des Baustahls, wohl diese Bauart zu einem noch vor wenigen Jahrzehnten nie geahnten Aufstieg geführt hat, daß aber dadurch auch in gleichem Maße die Anforderungen an das technische Wissen, an die praktischen Erfahrungen, an ein erprobtes Personal und geeignete Maschinen gestiegen und somit die Bedingungen erheblich erschwert worden sind, die jetzt von den Unternehmern zu erfüllen sind, die mit derartigen Bauaufgaben bedacht werden.

Der Stahlbeton sei schon längst aus dem Rahmen eines nur handwerklichen Könnens herausgetreten und zu einer vielseitigen Ingenieurkunst geworden. Bauherren und Architekten müßten sich daher auch der Verantwortung bewußt sein, daß derartige Bauaufgaben nur geeigneten Unternehmern übertragen werden könnten, und die Baupolizeibehörden dürften die für die Anwendung hochwertiger Baustoffgüten vorgeschriebenen Sondergenehmigungen nur dann erteilen, wenn der Unternehmer auch die volle Gewähr für die Erfüllung dieser technisch schwierigen Bauaufgaben geben könne. Eine zweckentsprechende Unternehmerauswahl sei daher eine unablässige Forderung, die zu erfüllen im dringenden Interesse der Bauherren läge. —

Den Reigen der Vorträge eröffnete Prof. Dr. Oskar Paret, Stuttgart, der über „Wasserversorgung und Wasserbau im Altertum“ sprach.

Im Altertum war die Mittelmeerzone die Grundlage der Kultur. Da auf niederschlagsreiche regenärmere Zeiten folgen, ergab sich schon frühzeitig die Notwendigkeit, Wasser zu speichern, die Erschließung neuen Kulturlandes hing vom Bau von Bewässerungsanlagen ab, für städtische Siedlungen wurde Wasser weit hergeholt. Die zur Wasserversorgung errichteten Kunstbauten (offene Rinnen, Druckrohre, Aquadukte, Kanäle, Steinmauern) sind hervorragende Ingenieurleistungen und versehen z. T. noch heute ihren Dienst. Die alten Brunnen sind oft wichtige Fundstätten für Dokumente, die sich anderswo nicht erhalten hätten. Entwässerungen standen gegenüber Bewässerungen damals im Hintergrund. Es handelte sich meist um die Gewinnung von Wasser mittels Brunnen und Zisternenanlagen und die Weiterleitung zum Bedarf (offene Rinnen oder Kanäle). Es wurden inter-

¹⁾ B. u. St. 48 (1953), Heft 2, S. 40.

²⁾ B. u. St. 48 (1953), Heft 6, S. 146.



essante Lichtbilder von den Wasserleitungen der Römer und den damit in Verbindung stehenden Bauwerken gezeigt.

Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, berichtete über „verschiedene Spannbetonbrücken in Süddeutschland“. Die Rosensteinbrücke über den Neckar in Stuttgart ist ein 68 m weit gespannter, besonders schlanker Zweigelenkrahmen mit einem horizontal beweglichen Fußgelenk zum Ausgleich der Schwind- und Kriechverkürzungen des vorgespannten Riegels. Für die Aufnahme des Horizontalschubes wird am rechten Ufer der Erdwiderstand mit hydraulischen Pressen aktiviert. Die Hauptträger sind in der Längsrichtung mit Litzenkabeln nach dem Verfahren Baur-Leonhardt vorgespannt, in der Querrichtung wurden „Leoba“-Spannglieder angewandt.

Bei der über sechs Öffnungen durchlaufend vorgespannten Eisenbahnbrücke über den Kocher bei Kochendorf hat die Bundesbahn durch umfangreiche Messungen und Probelastungen nachgewiesen, daß dank besonderer Maßnahmen die Vorspannkraft mit einem auf die ganze Brückenlänge durchlaufenden Litzenkabel mit der Berechnung übereinstimmend verwirklicht wurde. Die Schwellfestigkeit schlaufenverankerter Litzenkabel wurde mit dynamischen Versuchen zu 2500 kg/cm² ermittelt, so daß sich für den Spannstahl eine überaus hohe vierfache Sicherheit hinsichtlich Dauerbeanspruchung ergibt.

Von der fast 400 m langen Donaubrücke Untermarchtal (Bild 1)



Bild 1. Donaubrücke Untermarchtal.

werden fünf Öffnungen bis zu 70 m Spannweite nach dem Verfahren Baur-Leonhardt durchlaufend vorgespannt. Durch den Stoß des Hauptspannkabels mit sich über einem Pfeiler übergreifenden Schlaufen wurde die Aufteilung in zwei Bauabschnitte und die zweimalige Verwendung des Lehrgerüsts ermöglicht. Die Fahrbahnplatte besteht aus einer mit „Leoba“-Spanngliedern vorgespannten Rippenplatte, die sich als besonders wirtschaftlich erwies. Zur genauen Einstellung der Spannkraft sind in den mittleren Öffnungen Hilfsspannstellen am durchlaufenden Kabel angeordnet. Die Vorspannkraft der Hauptträger beträgt 3600 t.

Zum Schluß widersprach Dr. Leonhardt der Meinung, daß der Spannstahl gleichmäßig auf die Zugzone des Betons verteilt werden müsse. Diese Forderung gilt für den Stahlbeton zur Erzielung kleiner Rißabstände und Rißweiten. Sinn der Vorspannung ist jedoch, die Risse im Gebrauchszustand ganz auszuschließen, indem der Beton nicht auf Zug, sondern durch die Vorspannung auf Druck beansprucht wird. Die Vorspannung befreit uns von den

Sorgen um Risse und damit auch von der Notwendigkeit der Verteilung des Bewehrungsstabes auf die Zugzone. Die beachtlichen Erfolge dieser Bauart, die nicht zuletzt in der Zusammenfassung zu großen Spannkabeln begründet ist, bringt wesentliche Vorteile für die Ausführung und den Gebrauchszustand.

Dipl.-Ing. Aulis Junttila, Helsinki, Präsident des Finnischen Beton-Vereins, legte in seinem Vortrag über „Finnische Stahlbetonbauten“ an Hand hervorragender Lichtbilder dar, daß 1869 die erste Zementfabrik in Finnland gegründet wurde und daß der Stahlbeton in diesem Land immer mehr an Bedeutung gewinnt. Vor allem sind es Wasser- und Brückenbauten, seit 1946 auch schon vorgespannte Konstruktionen, wie z. B. Ölbehälter, Stockwerksrahmen usw.

Reg.-Baumeister a. D. Erich Bornemann, Wiesbaden, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, brachte als „Neues vom Stahlbeton aus den letzten Jahren“ eine bunte Auswahl bemerkenswerter Bauten und Entwicklungen aus dem Stahlbetonbau unter Vermeidung dessen, was bereits auf Tagungen des Deutschen Beton-Vereins behandelt worden war. Beim sogenannten Sichtbeton, der dort gefordert wird, wo das Stahlbetongerippe eines Hauses nach außen hin dauernd sichtbar bleiben soll, verlangt man ein gutes Aussehen der Betonflächen, d. h. vor allem eine gleichmäßig dichte und gleichmäßig gefärbte Oberfläche, in der die Unterteilung der

Schalung entweder gar nicht mehr erkennbar ist oder eine saubere Gliederung der Flächen bewirkt. Als Merkmal neuerer Hochbauten wird die gegenüber früher größere Stockwerkzahl und der Verzicht auf Dehnungsfugen auch bei größerer Länge hervor gehoben. Beispiele erst kürzlich errichteter Hochhäuser in Schüttbetonbauart beweisen, daß der Schüttbetonbau nach wie vor Vorteile bietet. An der verschiedenartigen Lösung gleichartiger Bauaufgaben im Fabrikbau und im Hallenbau wird erläutert, wie die Gestaltungsmöglichkeiten durch den Spannbeton erweitert sind. Eine Brücke, deren Bogen auch quer zur Spannrichtung gewölbt ist, sehr schlanke Hohlplattenbrücken und die zur Zeit weitest gespannte Stahlbetonbrücke der Bundesbahn beschlossen die von den Vortragenden als Streiflichter gekennzeichneten Darlegungen.

Den Abschluß des ersten Tages bildete der übliche gesellige Abend mit Damen, den man wegen des großen Zuspruchs auf der Killesberg in eine Ausstellungshalle verlegt hatte.

Dipl.-Ing. Hans-Kilian Keßler, Berlin, Gaswerke „Gasag“ Berlin-Mariendorf, erläuterte die „Neubauten der Gaskokerei Berlin Mariendorf“ (Bild 2).



Bild 2. Gaskokerei Berlin-Mariendorf.

Im Bau sind zwei der geplanten Horizontalkammerbatterien für je 500 t Kohledurchsatz je Tag. (Die Anlage ist erweiterungsfähig um fast das Dreifache.) Zwischen den Öfen steht der Kohleturm für 3000 t Kohle. Der Kohleturm wird versorgt durch eine Kohlenmahl- und Mischanlage, die ausgelegt ist für 2 × 120 t Kohle/Std. Der erzeugte Koks wird in einer Koksseparation von 2 × 75 t/Std. aufbereitet. Die für die Beheizung vorgesehene Zentralgeneratorenanlage setzt zunächst 5 × 40 t Koks/Tag durch. Der zugehörige Koksunker ist bereits für den Endausbau, der eine Verdoppelung der Leistung vorsieht, angelegt. Alle Anlagen sind durch Bandanlagen, die

berwiegend in Spann- bzw. Stahlbetonbrücken laufen, verbunden. Prof. Dr.-Ing. Friedrich Tölke, Stuttgart, Direktor des Instituts für Bauforschung und Materialprüfung an der T.H., referierte über „Betonbereitung auf Großbaustellen“ und behandelte insbesondere die Probleme bei der Herstellung von Massenbeton, z. B. für Staumauern. Wesentlich sind die Eigenspannungen der Körper, ihre Porosität und die Art, wie sie auf chemische Prozesse reagieren. Prof. Tölke wies auf die großen Wärmespannungen hin, die z. B. beim Hoover Damm zu sichtbaren Verkrümmungen bei großen Betonblöcken führten. Von großem Einfluß auf die Betoneigenschaften, vor allem hinsichtlich des Frostwechsels, können auch die Zuschlagstoffe sein. Mit einem lufttrocknen Zusatzmittel wurden z. B. bei den Betonbauten für das Tauernkraftwerk in Österreich gute Erfahrungen gemacht. Ferner berichtete Prof. Tölke über den Einsatz von Größtkörnern bei dem Verdichten des Betons mit Zuschlagstoffen bis zu 300 mm Größtkorn.

An Stelle des leider verhinderten Mr. Pierre Lebel, Paris, beratender Ingenieur, trug Herr Bauingenieur Heinz Peters, Wiesbaden, dessen Vortrag „Wiederaufbau des Seebahnhofs Le Havre“ vor. Es handelt sich um eine kühne Spann- und Stahlbetonkonstruktion von über 500 m Länge und 50 m Breite mit durchlaufenden Rahmen in 12,5 m Abstand und fast durchweg vorgefertigten, vorgespannten Bauteilen. Der erste Bauabschnitt von 375 m Länge wurde in 14 Monaten bewältigt. Die Bauteile waren sehr schlank, z. B. 20 m weit gespannte Unterzüge nur 1 m hoch, die befahrbaren Deckenplatten nur 7 cm dick. Die wichtigsten Bauelemente waren doppelte Plattenbalken mit Querrägeraussteifungen $11,00 \times 2,00 \times 0,75$ m, Gewicht 12,5 t.

Postbaurat, Dipl.-Ing. Eberhard Weingaertner, Darmstadt, schilderte Zweck und Bau der „Fernmeldetürme der Deutschen Bundespost“.

Die 40 bzw. 70 m hohen zylindrischen Stahlbetontürme dürfen bei stärkstem Wind nicht mehr als $0,5^\circ$, das sind bei 70 m Höhe 12,7 cm, schwanken. Auf kreisrunder Fundamentplatte von 13 m $\varnothing$ im Mittel von 1,5 m Dicke steht der Stahlbetonzylinderschaft mit 8 m Außendurchmesser und nur 18 cm Wanddicke.

Ausführung des Stahlbetonschafes im Gleitbau, um eine fugenlose, möglichst gleichmäßige Oberfläche zu bekommen. Verschiedene Arten der Gleitbauvorrichtungen haben sich dabei bewährt. Von Firma Lenz Bau-AG. neu entwickeltes Verfahren unter Abstützung auf ein Stahlrohrgerüst. Siemens-Bauunion-Gleitbahn mit hydraulischem Antrieb. Tägliche Arbeitsleistung etwa 1,5 bis 3 m steigender Schaft. Die massiven Zwischendecken wurden nachträglich eingebaut.

Im oberen Teil 12stieliger zentralsymmetrischer Stockwerkschalen mit auskragenden Plattformen. Gesamtausführungszeit der 70-m-Türme acht Monate, der 40-m-Türme fünf Monate.

Dr.-Ing. A. Aas-Jakobsen, Oslo, Berater Ingenieur, wies zum Thema „Brückenbauten in Norwegen“ an Hand zahlreicher Lichtbilder darauf hin, daß man dort bemüht ist, möglichst einfache Systeme zu wählen. Zur Sicherung gegen Frostschäden wurden die runden Säulen einer Brücke mit einem Mantel aus nichtrostendem Stahl umgeben. Der Sicherung gegen Frostschäden kommt in diesem Land eine besondere Bedeutung zu, und es werden hierüber auch in den Laboratorien zahlreiche Versuche durchgeführt. Zusatzmittel (Luftporenzusätze), Außenputz und der eben genannte Stahlmantel sind Beispiele dafür, auch das Verhalten der Zemente muß genau überprüft werden.

In seinem Vortrag „Über das Bauen in USA“ berichtete Dipl.-Ing. H. W. Puell, München, über eine Studienreise, die durch die OEEC, Paris, bzw. MSA in Verbindung mit dem Hauptverband der Deutschen Bauindustrie im August bis Oktober 1952 veranstaltet worden war. Der Vortragende hatte Gelegenheit, sich über zahlreichen Baustellen des Hoch- und Tiefbaues besonders über die Verfahren der Massenproduktion bei Bauvorhaben in den USA zu unterrichten. Daß diese bei großen Erdbauarbeiten durch den Einsatz großer, weitestgehend typisierter Fahrzeuge besonders ins Auge fallen, ist verständlich.

Das besondere Interesse galt den teilweise außerordentlich großen Betontalsperren im Nordwesten der Vereinigten Staaten. Typisch für diese Baustellen sind der Einsatz großer Bagger mit 1 m^3 Löffelinhalt für die Gewinnung der Zuschlagstoffe, der Transport des Baggergutes zu den Aufbereitungsanlagen mittels Förderbändern von mehreren Kilometern Länge, die Verteilung des gewaschenen und gesiebten Gutes auf große Vorratshäufen, wiederum mittels Förderbändern, der Abtransport der Zuschlagstoffe zur Betonfabrik, teilweise mittels Förderbändern, teils mit großen Fahrzeugen bis zu 25 m^3 Inhalt. — Der Beton wird vollautomatisch in Johnson-Betoniertürmen zusammengesetzt und ge-

mischt. Entweder werden hierbei vorgekühlte Zuschlagstoffe verwendet und Eiswasser zugesetzt, oder der eingebrachte Beton wird durch Kühlrohrnetze abgekühlt. Der Beton wird mittels Kabelkränen mit Behältern bis zu 6 m^3 Inhalt eingebracht. Für Schalenzwecke wird ausschließlich Stahlschalung verwendet, deren kleine Elemente als Kletterschalung angesetzt werden und sich gut zum Schalen auch gewölbter Flächen eignen. Die völlige Mechanisierung sämtlicher Baustellen einschl. Zuschlagstoffgewinnung, Antransport von Bindemitteln usw. ist verblüffend und gewährt eine äußerst wirtschaftliche Gewinnung der Zuschlagstoffe und Herstellung des Massenbetons, erleichtert hierdurch wiederum die Planung und den Entwurf dieser Großbauvorhaben. Der Vortragende schloß mit dem Hinweis, daß schon allein mit Rücksicht auf die anderen Preisverhältnisse bei Löhnen und Rohstoffen die amerikanischen Verhältnisse nicht ohne weiteres auf Deutschland übertragen werden können.

Dipl.-Ing. R. Weyer, Köln, gab in seinem Vortrag „Fahrbahnplatten auf Verbundbrücken“ Aufschluß über den heutigen Stand des Verbundbaus. Eingangs wies er auf den Entwurf vom November 1952 der DIN 1078 (Berechnungsgrundlagen für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau) hin und behandelte dann die verschiedenen Möglichkeiten zur Herstellung einer möglichst rissefreien, direkt befahrenen Fahrbahnplatte. Ausführungen von Verbundträgern bei der Werra- und Hedemündener Brücke und den Weserbrücken Petershagen und Hameln wurden ausführlich beschrieben. Zum Schluß wurde der in Deutschland noch wenig bekannte belgische „Preflex-Träger“ behandelt, ein Verbundträger, bei dem die Betonplatte in der Zugzone liegt und durch Vorbiegung des Stahlträgers bis zum Erhärten des Betons im Gebrauchszustand überdrückt ist.

Der ausgezeichnete Tonfilm: Spannbeton im Brückenbau „Die Nibelungenbrücke in Worms am Rhein“ ließ zum Schluß noch einmal das Werden dieses inzwischen dem Verkehr übergebenen hervorragenden Bauwerkes vor dem Auge vorüberziehen.

In seinem Schlußwort erwähnte Dr. Minetti, daß der D. B. V. auch weiterhin die Absicht habe, mit seinen Veranstaltungen durch die deutschen Länder zu ziehen und daß voraussichtlich die nächste Hauptversammlung in einer Stadt Norddeutschlands stattfinden werden.

Am Freitag, dem 17. April, fanden zwei große Besichtigungsfahrten statt — die eine zur Brücke Untermarkt, die andere zu den Neckar-Staustufen oberhalb Heilbronn und nach Bad Wimpfen. Ich selbst nahm an der mit 15 Omnibussen startenden Fahrt zur Donau teil und kann berichten, daß auch hierbei alles vorzüglich organisiert war und die Fahrt bei schönstem Wetter herrlich verlief. Wir besuchten die Abteikirche in Zwiefalten, die im Bau befindliche Untermarchtalbrücke und den Blautopf und Kirche in Blaubeuren.

Kleinlogel.

Bericht über die 6. Sitzung der Arbeitsgruppe Betonstraßen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V. am 23. und 24. Februar in Wiesbaden.

Die Arbeitsgruppe Betonstraßen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen trat am 23. und 24. Februar in Wiesbaden zu ihrer 6. Sitzung zusammen.

Landesbaurat a. D. Crantz und Reg.-Baudirektor Lämmlein berichteten über die bisherigen Erfahrungen mit der Verstärkung des Untergrundes und des Unterbaues. An der Versuchsstrecke in Lahr werden vier Abschnitte mit Zementbetonunterbau und zwei Abschnitte mit Schotterpacklage beobachtet, wobei den Anforderungen bituminöser Decken besonders Rechnung getragen wird. Die Beobachtungen zeigen schon jetzt, daß der Zementbeton künftig auch als Unterbau eine beherrschende Rolle spielen wird. Eine gute und gleichmäßige Oberflächenverdichtung des Untergrundes durch Rüttelgeräte wird für wichtig gehalten. Bei normalen Untergrundverhältnissen wird als günstigste Bauart eine 15 cm dicke Unterbetondecke ohne Fugen oder eine 20 cm dicke Betondecke mit Fugen erkannt, bei schlechtem Untergrund eine Packlage von 30 cm Dicke. Die Auffassungen über den Zementgehalt im Unterbeton sind noch geteilt.

Reg.-Baurat Siedek erläutert die Geräte zum Messen der Tragfähigkeit des Untergrundes und zur Nachprüfung der Ungleichmäßigkeit der Verdichtung. Durch den Plattendruckversuch ist die näherungsweise Bestimmung der Bettungsziffer möglich. Für die Berechnung von Betondecken hat sich die Verwendung einer 76 cm großen, kreisrunden Platte eingeführt. Die Bettungsziffer wird dann für eine Setzung von 1,25 mm bestimmt. — Wie bei allen Versuchen, die an Bodenproben durchgeführt werden, streuen die Ergebnisse auch für die Bettungsziffern recht erheblich. Die Ungleichmäßigkeiten hängen nicht nur von der Zusammensetzung des Bodens ab, sondern auch der jeweilige Wassergehalt ändert die

^{*)} Der Vortrag erschien im Wortlaut in B. u. St. 48 (1953), Heft 6, S. 129 ff.

Festigkeit. Immerhin genügt es, für die Berechnung von Plattendicken wenigstens die Größenordnung der Bettungsziffern zu kennen. Nach den Tafeln von Jellinek ist es dann schon möglich, die Deckendicke zu bemessen. — Gleichförmige, runde Sande weisen nur eine geringe Tragfähigkeit auf. Sie sollten für die Unterlage einer hochwertigen Straßendecke entweder ausgeschlossen oder durch Zusatz von größerem Sand und Kies verbessert werden, dagegen können ungleichförmige und kiesige Sande eine so feste Unterlage abgeben, daß an eine Verringerung der Deckendicke gedacht werden kann.

Reg.-Baumeister a. D. *Streit* und Dr. *Eberle* befassen sich mit den Untersuchungsergebnissen bei Betonunterbau. Aus der Versuchsstrecke in Lahr läßt sich nicht mit Sicherheit darauf schließen, ob die dortigen Konstruktionen auch für schweren Verkehr und für die üblichen, nicht so günstigen Untergrundverhältnisse ausreichen. Der Arbeitssausschuß Betonunterbau ist sich darüber einig, daß es nicht richtig ist, zu geringe Anforderungen an den Betonunterbau zu stellen, nur um die Kosten der Ausführung in Beton unter die Kosten für eine Packlage zu drücken. Wenn mit einem geringen Zementgehalt gearbeitet wird, ist es zur Erreichung der erforderlichen Festigkeiten notwendig, die Anforderungen an die Zuschlagstoffe zu erhöhen. Der Unterbaubeton soll folgenden Festigkeitsforderungen entsprechen: Druckfestigkeit = 150 kg/cm^2 , Biegezugfestigkeit = 25 kg/cm^2 . Diese Festigkeiten werden bei Zuschlagstoffen mit gut abgestuften Korngruppen im besonders guten Sieblinienbereich für Fahrbahndeckenbeton und bei einem Mindestzementzusatz von 150 kg/m^3 zu erreichen sein. Bei Zuschlagstoffen mit etwa 20 % Grobkorn 30 bis 50 mm oder 30 bis 70 mm kann der Zementgehalt gegebenenfalls noch herabgesetzt werden. Eine Abweichung der Sieblinie in den feinkörnigeren Bereich bis kurz unterhalb der oberen Grenzsieblinie wird den Zementanspruch auf mindestens 175 bis 200 kg/m^3 steigern. — Abhängig von der Deckenart und -dicke werden bei gutem Untergrund vorläufig als Dicken des Betonunterbaues an Stelle von Packlage empfohlen: Unter Betondecken sowie unter mindestens 7 cm dicken Schwarzdecken mindestens 15 cm dicker Betonunterbau, bei 5 bis 6 cm dicken Schwarzdecken mindestens 20 cm dicker Betonunterbau. Für Autobahnen wird empfohlen, bei den bisherigen Bestimmungen zu bleiben.

Besonders beachtet wurden die Ausführungen von Oberbaurat *Schäfer*, Berlin, zur Frage des Betonunterbaues. Die 50jährigen Erfahrungen im städtischen Straßenbau können in vielen Beziehungen übernommen werden. Es wird berichtet, daß sich zum Beispiel die Preßfuge in den Schwarzbelägen auf Betonunterbau gut bewährt hat.

Über den Arbeitsplan des Arbeitsausschusses „Zement“ berichtet Prof. Dr. *Schwiete*. Bei der Fortentwicklung der Prüfverfahren sei an die Langzeitversuche der Amerikaner anzuknüpfen. Die Eigenschaften der Zemente bei höheren Temperaturen (30°), die immer noch Schwierigkeiten und zum Teil auch Schäden zur Folge haben, die günstigste Mahlfeinheit, die Messung von Schwindspannungen und die Wirkung von LP-Mitteln bedürften weiterer Erforschung.

Die im wesentlichen mit den früheren übereinstimmenden Richtlinien für die Auslese der Straßenbauzemente erläutert Dr. *Keil*.

An Hand von röntgenologischen Bildern bespricht Prof. Dr. *Nacken* die Wirkung von Streusalzen. Die Forschung hat hier zwar erst angesetzt, aber doch schon Erkenntnisse erarbeitet, auf denen aufzubauen ist. Die Einflüsse von CaCl und NaCl auf Beton sind mitunter von Kälte- und Schockwirkung gelenkt. Man weiß, daß die Chlorionen verhängnisvolle Einwirkung auf Zement haben und Volumenvergrößerung auslösen oder zumindestens vorbereiten können. Somit wird die Größenordnung der Schädigung des Betons in Abhängigkeit von der Streusalzmenge stehen.

Prof. Dr. *Waltz* ergänzt diese Betrachtungen vom Standpunkt des Bauingenieurs. Die Tausalzbeständigkeit von Betonfahrbahndecken hat zweifellos durch Verwendung von LP-Stoffen zugenommen. An Versuchsstrecken sind umfassende Aufschlüsse gewonnen worden. Es wird beobachtet, inwieweit bei mäßiger, wohl abgemessener Salzanwendung der Beton durch diese Zusatzstoffe beständig zu erhalten ist, und empfohlen, die Anwendung und Verarbeitung von LP-Stoffen in Frischbeton nur nach den vor der Herausgabe stehenden Richtlinien über die Verwendung und Prüfung von luftporenbildenden Zusätzen im Betonstraßenbau vorzunehmen.

Dr.-Ing. habil. *Ernst* und Dr.-Ing. *Leins* gehen auf die Bewehrung von Betonstraßen ein und zeigen deren Einflüsse auf. Bei Betonrissen übernimmt die Bewehrung neben der vernünftigen Wirkung zudem noch die Aufgabe von Dübeln, auch fängt sie Längenänderungen der Platten infolge Temperatur- und Schwindinflüssen auf. Demzufolge schließen bewehrte Decken eine größere Sicherheit in sich, als unbewehrter Beton. Zu entscheiden bleibt immer, wo und wieviel Bewehrung anzuwenden ist. Empfohlen wird, Betonstraßen grundsätzlich zu bewehren und einen Be-

wehrungsgrad nicht unter 0,3 % zu wählen. Mit wachsender Ungleichförmigkeit des Untergrundes wird die zweilagige Bewehrung notwendig. Die Bodenverhältnisse sind nur selten so günstig, daß man mit einlagiger Bewehrung auskommt. Für die Wahl des Bewehrungsgrades spielt die Frage der Preisbildung eine beträchtliche Rolle. Am wirtschaftlichsten hat sich bisher das Baustahlgewebe erwiesen.

Richtlinien für die Plattenlängen werden von Dr. *Weil* und Dr. *Leins* besprochen. Bei geringem Gleitwiderstand am Boden können die Zugspannungen in Platten von 20 bis 50 m Länge unerheblich sein. Sobald jedoch Verwölungen vorliegen, lösen schon allein Temperatureinflüsse erheblich höhere Spannungen aus. Mit den Plattenlängen steigt der Bewehrungsanspruch. Bei einem Bewehrungsgrad von 0,5 bis 0,8 % sind 100 m lange Felder ribbfrei geblieben, während gleichlange Platten mit niederem Bewehrungsgrad gerissen sind. Die Ebenheit langer Felder ist naturgemäß gut. Bei dichter Fugenfolge kommt der sorgfältigen Fugenausbildung besonders in bezug auf Ebenheiten der Fahrbahnoberfläche hohe Bedeutung zu. Bei 10 m Quersfugenabstand wird die wechselnde Anordnung von Raum- und Scheinfuge für richtig gehalten. Eine gerissene Scheinfuge wirkt durch die Betonverzahnung wie eine verdübelte Fuge. — Prof. Dr. *Graf* betont, daß man die Frage, ob kurze oder lange Feldlängen, nicht nach einer starren Norm behandeln solle.

Prof. Dr.-Ing. *Dittrich* nimmt zur Fugengestaltung und zu den Fugenmaßen Stellung. Die Scheu vor den Unterhaltungskosten sei unangebracht, gleichgültig ob 10 oder 50 Pfg. pro m^2 . Schrägfugen haben keine Vorteile gebracht, ebenso haben sich wechselnd lange Platten nicht als zweckmäßig erwiesen. Bei dichter Fugenfolge gewinnt die Gelenkplattendicke an Bedeutung. Für die Fugenherstellung hält der Vortragende immer noch die Anwendung der Wieland-Eisen für das Beste und glaubt, daß unsere gebräuchlichen Fugenvergußmassen den Anforderungen genügen. Zur Schutzüberdeckung des Fugenspaltes könnte beispielsweise eine Folie verwendet werden. Als sichere Maßnahme gegen flatternde Plattenenden wird die Fugenverdübelung hervorgehoben. — Prof. Dr. *Graf* weist in seinem Korreferat darauf hin, wie schwer es ist, alte Fugen richtig zu putzen und neu zu füllen. Die Vergußmassen kleben nicht richtig, hier müßten vor allem die Voranstrichmittel noch weiter entwickelt werden. Die Amerikaner bedienen sich einiger Fugenfüllstoffe in Blechkästen, Verfahren, die bei uns für unwirtschaftlich gehalten werden. — In der Diskussion berichtet Dr. *Leins* über gute Erfolge mit Oppanol, das eine ausreichend dichte Haftung an der Fugenwand gezeigt hat. — Bei der Fugenherstellung werden gute Erfahrungen mit dem Fugenschneidgerät der ABC erörtert. Die Weite des Fugenspaltes sollte nicht übertrieben werden. Bei 23 bis 30 mm Fugenbreite zeigt sich sehr bald Undichtigkeit, außerdem wird die Fugenpflege erschwert.

Das Referat von Reg.-Baudirektor *Saurler* über Verdübelung wird verlesen. Die bisher angewandten Stabdübel und Dübelkörbe haben sich bewährt. Es wird abgeraten, bei Raumfugen eine Verkürzung der Dübelstäbe anzustreben. Bei Scheinfugen wäre es möglich, auf geringere Längen zurückzugehen. Als Richtpreis für Verdübelung wird $0,87 \text{ DM/m}^2$ Fahrbahndecke genannt. — In seinem Korreferat erinnert Dr. *Leins*, daß bereits bei der Straßenbau-Tagung 1936 in München angeregt wurde, die verdübelten Fugen zu beobachten. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß 6 Dübel mit Durchmesser 16 mm bei einer Plattenbreite von 3,50 m schnell zerstört werden. Auch 13 Dübel mit Durchmesser 22 mm haben etwa 10 % Querschnittsabnahme gezeigt, so daß man neuerdings Durchmesser 28 mm anstrebt. — Im Zusammenhang mit den Fugendübeln wird auf die Unbrauchbarkeit der Betonschwelle als Auflager für die Plattenenden hingewiesen.

Zur Beseitigung von Betonschäden an Fahrbahnoberflächen werden verschiedene Verfahren ausprobiert. Dr. *Eberle* verweist auf gute Erfolge mit dem Torkret-Verfahren. Der Torkret-Beton haftet besser als ein normaler Aufbeton. Man kann mit der Torkret-Betonschicht bis auf 1 bis 2 cm Dicke heruntergehen. Als Zementgehalt werden 350 bis 400 kg/m^3 empfohlen, Zuschlag-Größtkorn 7 mm. Schadensstellen sauber ausstemmen, gut reinigen und vornässen, LP-Zusatz ist zweckmäßig. Auf gewissenhafte Nachbehandlung ist zu achten. Als Kosten können etwa 6,— DM je m^2 angenommen werden. — Dr. *Rissel* erläutert an Hand von Lichtbildern die Anwendung von PCI-Betonemulsion. Die Ausbesserungsmasse besteht aus einem Gemisch von Zement, Sand, Betonemulsion und Wasser. Die auszubessernden Stellen werden nach Reinigung von Schmutz und losen Teilchen mit verdünnter Betonemulsion vorgestrichen; nach Trocknung dieses Voranstrichs wird der mörtelartige Brei aufgeschpachtelt. Die bisherigen Versuche an Betonfahrbahndecken haben zu guten Erfolgen geführt.

Über den Stand der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Beton-

cken berichtet Reg.-Baumeister a. D. Streit. Neben dem günstigen
estehungspreis im Neubau stehen noch die geringen Aufwendungen
r die Unterhaltung, wodurch sich die Betonstraßen anderen Bau-
weisen gegenüber außer durch ihre hohe Dauerhaftigkeit über-
legen zeigen. — Oberbaurat i. R. Busch entwickelt schließlich die
statistischen Arbeiten, die einer weiteren Bewertung aller Decken-
ten zugrundegelegt werden sollen.

Metzner.

Wiederaufbau einer Saône-Brücke mit großen Stahlbetonfertigteilen¹⁾.

Die alte gemauerte Bogenbrücke mit acht Öffnungen von 15 m
und einer von 12 m Lichtweite, die im Zuge der Straße von Dijon
nach Lons-le-Saunier bei Saint-Jean de Losne die Saône über-

träger als Stahlbetonfertigteile herzustellen und dann ein-
zuschwimmen. Nur der Einhängeträger wurde an Ort und Stelle
betoniert. Man ging dabei wegen der außergewöhnlichen Größe
der Fertigteile, die eine Länge von 52 m und ein Gewicht von
185 t (Mittel-) bzw. 155 t (Randträger) hatten, ein gewisses Risiko
ein. Der Unternehmer versicherte sich deshalb in einer Höhe, die
den Herstellungskosten eines Trägers und den Kosten für dessen
Bergung im Falle seines Abgleitens in den Fluß entsprach. Auch
war mit äußerster Genauigkeit bei dem Betonieren der Träger zu
verfahren, die mit einem Spiel von nicht mehr als ± 1 cm her-
gestellt werden mußten. Andererseits bietet das Arbeiten auf dem
Festland jedoch die Möglichkeit zu sehr genauer Arbeit und zu
einer sorgfältigen Betonüberwachung. Auch läßt sich die Arbeit
beschleunigen, da Träger und Pfeiler gleichzeitig hergestellt
werden können. Entscheidend war jedoch der Vorteil, daß man so praktisch un-
abhängig von den Launen des Flusses mit seinen plötzlichen und heftigen
Hochwässern war.

Für den Beton der Fertigteilträger
wurden je m³ 420 kg Zement verwendet,
für die Randträger wurde mit drei
Körnungen (0/3, 3/8, 8/20 mm), für die
Mittelträger mit Ausfallkörnung (0/3,
8/16 mm) gearbeitet. 28-Tage-Druck-
festigkeiten von 283 bzw. 296 kg/cm²
wurden damit erzielt. Der Beton wurde
mit Hochfrequenz-Innenrüttlern und
pneumatischen Außenrüttlern verdichtet.

Die Träger wurden 200 m stromauf
von der Brücke an Land betoniert. Nach
dem Ausschalen wurden sie auf zwei
fahrbare Stahlböcke gesetzt und auf eine
in den Fluß vorgebaute Plattform ver-
fahren. (Bild 2.) Hier wurden zunächst
die Rollen unter den Stahlböcken gegen
Pressen ausgetauscht (Bild 3), die die

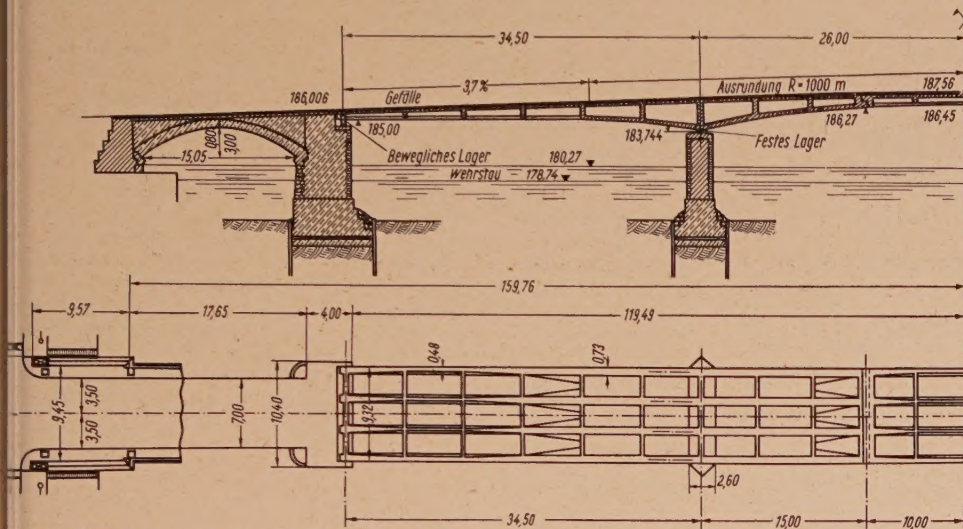


Bild 1. Längsschnitt und Grundriß.

brücke, war im Jahre 1835 errichtet
worden, wobei die äußerste rechte Öff-
nung aus militärischen Gründen einen
eizernen Überbau erhalten hatte. Im
Kriege 1870 wurde die Brücke unbenutz-
bar gemacht, indem man das Holztrag-
werk abbrannte. 1873 wurde dann auch
diese Öffnung überwölbt. In den Jahren
1940 und 1944 wurde die Brücke mit
Ausnahme der beiden äußeren Öffnun-
gen an den Ufern völlig zerstört. Aber
nach das linke Ufergewölbe war so ver-
formt, daß es abgebrochen und erneuert
werden mußte.

Für den Wiederaufbau der Brücke
erlangte die Wasserstraßendirektion
eine Schifffahrtshöhe über dem
höchsten schiffbaren Wasserstand von
10 m auf 20 m Breite und von 5 m auf
14,40 m Breite.

Als statisches System für den Neubau
über den Hauptöffnungen wurde eine
Hohlkastenbrücke gewählt. Dieser
Hohlkasten stützt sich außen auf Be-
mpeiler, die zugleich als Widerlager
der Ufergewölbe dienen, und im Strom
auf zwei neue 2,60 m breite Mauer-
werkspfeiler ab. Das Stahlbetontrag-
werk hat über den Seitenöffnungen eine
Stützweite von 34,50 m und über der
Mittelöffnung eine solche von 52 m. Die
Seitenträger kragen 16,30 m nach der
Mittelöffnung aus. Die Lücke wird von
einem 20 m langen Einhängeträger ge-
schlossen. (Bild 1.)

Der Lauf der Saône war bereits durch
eine bestehende Behelfsbrücke sehr ge-
föhrt, was bei starkem Eisgang im
Winter 1947 erhebliche Sorgen gemacht
hatte. Man wollte daher den Bau
eines großen Lehrgerüsts vermeiden
und entschloß sich, die acht Konsol-

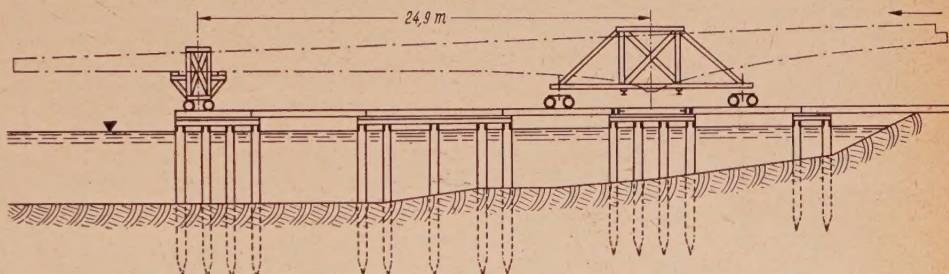


Bild 2. Träger auf Gerüstböcken steht bereits auf Flußplattform.

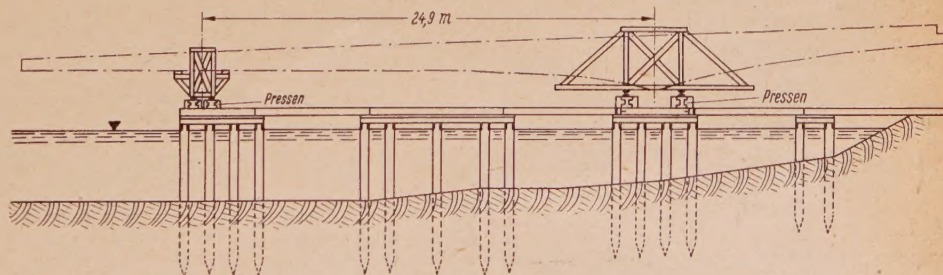


Bild 3. Träger auf Plattform. Rollen sind gegen Pressen ausgetauscht.

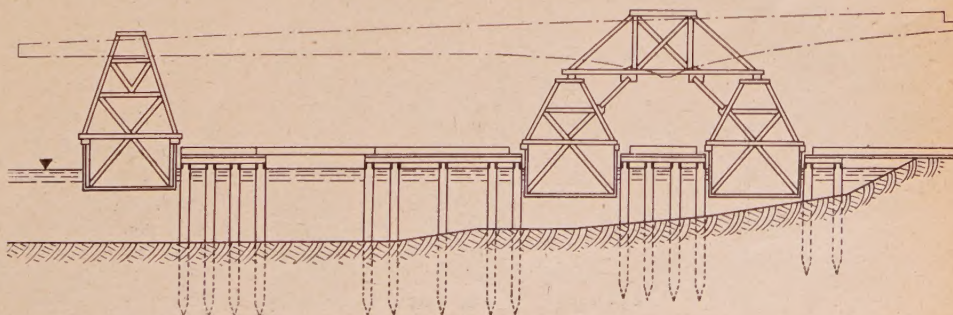


Bild 4. Träger gehoben; zum Einschwimmen bereit.

¹⁾ Nach Annales des Ponts et Chaussées 122 (1952), Heft 2, S. 151 ff.]

Träger unter laufendem Umsetzen auf Kantholzstapel in ihre endgültige Transporthöhe (etwas über der Höhe im Bauwerk) hochpreßten (Bild 4). Dann wurden die drei Pontons untergefahren, deren Gerüstbauten mit dem Stahlbalk am Pfeilerauflagerpunkt und weiter landwärts mit dem Träger selbst verbunden und der Träger in die Brücke eingeschwommen. Die Stützung am Auflagerpunkt war so ausgebildet, daß die Konstruktion ungehindert über den Pfeiler gefahren und ohne Schwierigkeiten gleich auf das endgültige Auflager abgesetzt werden konnte. Alle Träger wurden planmäßig eingeschwommen. Bei den ersten sieben waren die Witterungsverhältnisse sehr günstig, und die Saône, deren Wasserstand von einem stromabgelegenen Wehr reguliert wird, hatte nur eine sehr schwache Strömung. Erst beim achten und letzten Träger waren besondere Vorsichtsmaßnahmen erforderlich, da mit Beginn eines Hochwassers die Strömungsgeschwindigkeit auf 1,6 m/s gestiegen war.

Die Vollendung des Bauwerkes vollzog sich nach folgenden Hauptabschnitten:

Betonierung der Querträger und der oberen und unteren Platten zwischen den Trägern zur Herstellung des Hohlkastenquerschnitts, Betonieren des mittleren Einhängeträgers, Fertigstellung der Fahrbahn, Gehwege, Geländer usw.

Die Messungen am fertigen Bauwerk bei der Probelastung und im Gebrauchszustand mit Hilfe von vorher eingebauten Meßdosen zeigten sehr zufriedenstellende Ergebnisse. Misch.

Schalungs- und Fahrschienen für den Betonstraßenbau.

Auf Veranlassung des Arbeitsausschusses „Baumaschinen im Betonstraßenbau“ bei der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“ der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V. hat der

Geräteausschuß beim Hauptverband der Deutschen Bauindustrie im August 1952 eine Erhebung über noch vorhandene Bestände an Wieland-Fugeneisen durchzuführen und gleichzeitig feststellen lassen, welche Ausführungsarten von Schalungs- und

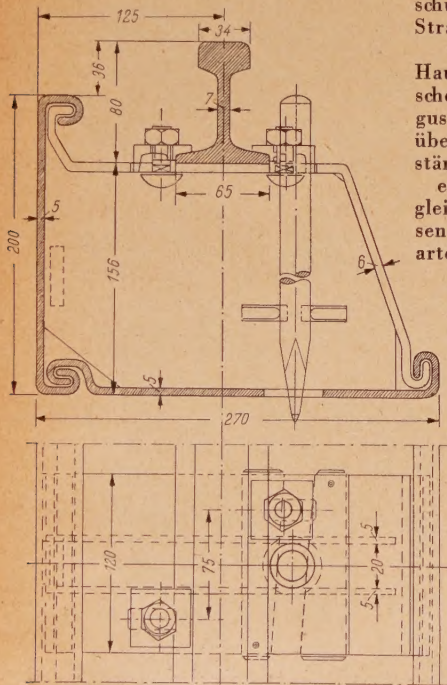


Bild 1. Querschnitt und Draufsicht der Krupp-Schalungs- und Fahrschiene (aus kaltgewalztem Sonderprofil) Nr. 21 (leichte Bauart) — Nagelbock.

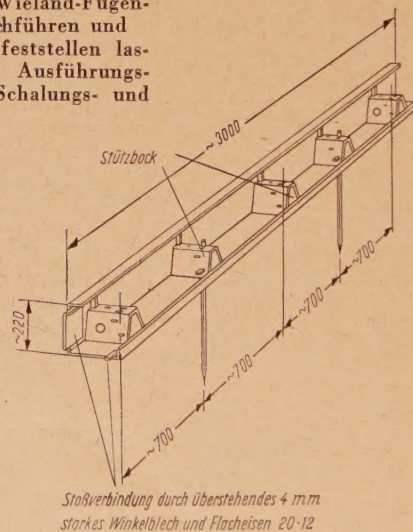


Bild 2. Linnhoff-Schalungs- und Fahrschiene Profil XVII.

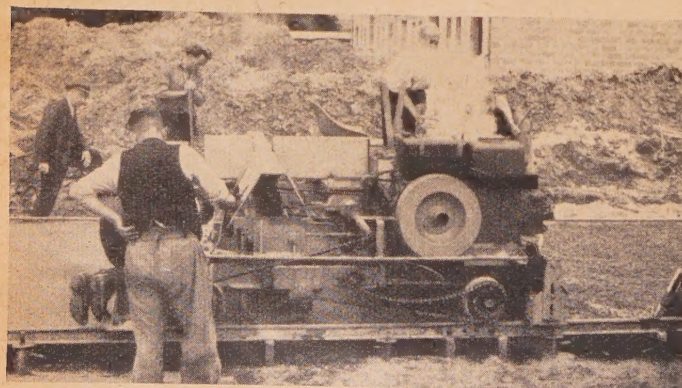
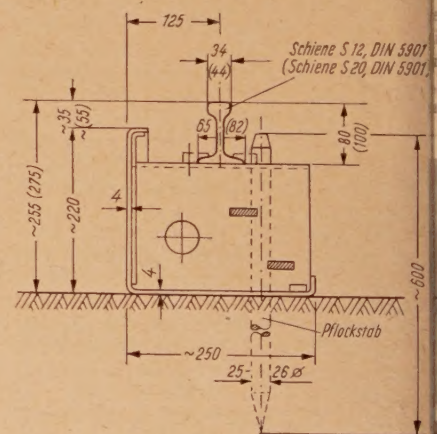


Bild 3. Vögele-Fertiger, Type „Betonstraße“, auf Schalungs- und Fahrschienen laufend.

Fahrschienen für Betonstraßen-Fertiger, -Verteiler und -Mischer bevorzugt werden. An Wieland-Fugeneisen wurden (einschl. West Berlin) rd. 24 400 m gemeldet (Hersteller der maschinellen Einrichtung für die Durchführung dieses Fugenverfahrens: *Eduard Linnhoff Maschinenfabrik, Berlin-Tempelhof*). Der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V. wurde über die Ausführungsarten von Schalungs- und Fahrschienen berichtet:

1. Die Bauindustrie bevorzugt die Bauarten Krupp und Linnhoff. Die Bauart Krupp wird dabei vornehmlich für Fahrschienen schweren Profils (erforderlich u. a. für schwere Fertiger und größere Arbeitsbreiten, meistens schon ab 3,75 m) verwendet.
2. Die Fahrschienen sollten mit ihrem Fuß an den Stützbocken nicht angeschweißt, sondern unter Verwendung von Klemmplatten angeschraubt sein, um ein Auswechseln der Fahrschienen zu ermöglichen.

Bei dem Bau der Autobahnen sind Schalungsschienen oft nicht in Anwendung gekommen, da meistens erst die Bankette hergestellt und darauf gewöhnliche Schienen (z. B. bis Profil S 49) verlegt wurden, deren Unterlagsplatten lediglich eine Schalungsleistung hatten. In anderen Fällen wurden Schalungsschienen aus Peiner Trägern mit seitlich angeschweißten Schalungsblechen und angeschweißten Vierkantisen als Fahrschienen benützt.

Die Auflagebreiten betragen bei den Linnhoff-Profilen 210 bis 250 mm, bei den normalen Krupp-Profilen 270 mm. Bei sehr schwierigen Bodenverhältnissen werden Profile bis zu 340 mm Auflagebreite (mit Fahrschienen S 49) benützt. Das allgemeine gültige Maß von Schalungskante bis Mitte Fahrschiene ist 125 mm. Die Stoßlänge beträgt bei den Linnhoff-Profilen 3000 mm (in Sonderausführung bis 6000 mm), bei den normalen Krupp-Profilen 2996 mm; bei Maschinen für rd. 7,50 m Arbeitsbreite sollten sie aber möglichst nicht kürzer als 4000 mm sein. Die Entfernung der Stützbocke (und Nagel- oder Pflöckbocke) ist bei der Linnhoff-Schalung 700 mm, bei der normalen Krupp-Schalung 568 mm; es wird empfohlen, bei Maschinen für rd. 7,50 m Arbeitsbreite und

bei Verwendung einer Fahrschiene von 110 mm Höhe, die Stützweite nicht über 550 mm zu wählen. Der Schienenstoß ist meistens gerade; es kommen aber auch schräge Stöße vor. Für das Reinigen der Schalungs- und Fahrschienen sind solche mit aufgeschweißten Fahrschienen nachteilig. Das gilt auch für das Richten verbogener Profile. Die Böcke sollten so ausgebildet sein, daß sie sich beim Betonieren nicht mit Beton zusetzen; im Sommer läßt sich der schnell erhärtete Beton nur schwer aus kastenförmig ausgebildeten Böcken entfernen. Es ist vorgeschlagen worden, Oberkante Schalungsblech oder -träger auf gleiche Höhe mit Fahrschienenoberkante zu legen.

Bei der Krupp-Schiene Nr. 21 (Bild 1) beträgt dieser Höhenunterschied z. B. 36 mm, und bei der Linnhoff-Schiene, Profil XVII (Bild 2) z. B. rd. 35 bzw. 55 mm.

Der Vorschlag wird damit begründet, daß Schleif- und Abstreifbalken am (Vögele-)Fertiger bis über die Fahrschiene hinaus schwingen und, falls Oberkante Fahrschiene wesentlich höher als Oberkante Schalungsblech ist, ein einwandfreier Deckenschluß nicht erreicht wird.

Bild 3 zeigt Schalungs- und Fahrschienen im Einsatz.

Rathsmann.

Fortsetzung eines 1900 t schweren Wasserturms¹⁾.

Kürzlich wurde in England in der Nähe von Bedford ein Stahlbeton-Wasserturm etwa 250 m weit transportiert. Der Wasserturm mit einem Fassungsvermögen von 770 m³ war 1936 gebaut worden. Er ist ein Stahlbetonbau von 24 m Höhe (Bild 1). Der innere Stahl-

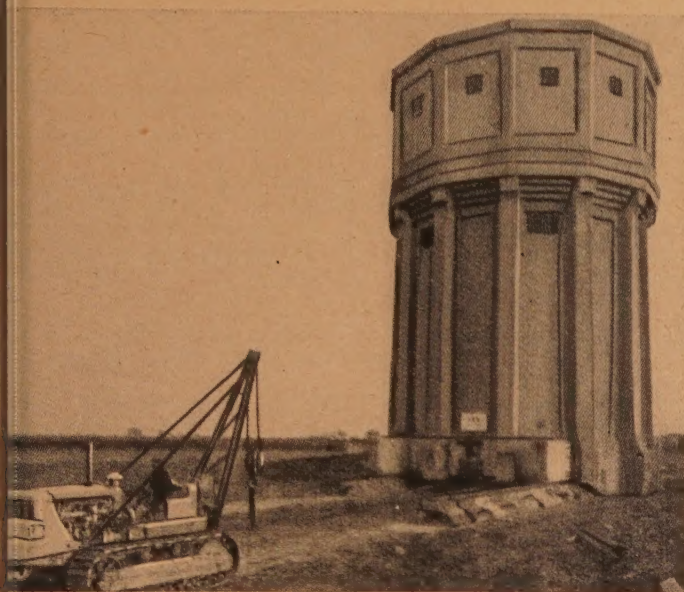


Bild 1. Das Fortbewegen des Turmes.

behälter wird von zwölf Säulen getragen, die durch Wände miteinander verbunden sind. Das Gewicht des Turmes mit leerem Behälter und ohne Gründungskörper, aber einschließlich des zur Fortbewegung untergebauten „Schlittens“ beträgt rund 1900 t. Der Schlitten besteht aus zwei Hauptbalken von 18 m Länge in 8,5 m gegenseitigem Abstand. Unter jedem Hauptbalken wurden zwei Paar Eisenbahnschienen vom Doppelkopfprofil, die liegend übereinander angeordnet waren, verlegt. Zwischen ihnen lagen Stahlkugeln von 13 cm Ø, die eine Kugellaufbahn bildeten. Unter jedem Balken lagen also zwei solche Laufbahnen (Bild 2). Die Kugeln wurden

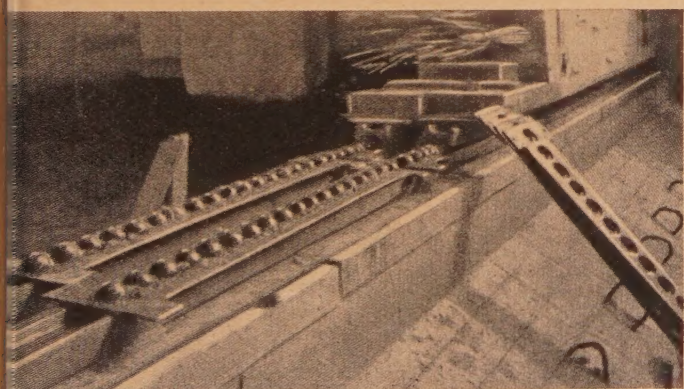


Bild 2. Die Kugel-Laufbahnen, auf denen der Turm fortbewegt wurde.

durch Lehren, wie sie seitwärts auf dem Bilde zu sehen sind, in der gewünschten Lage gehalten. Die Schienen ruhten auf vorgefertigten Betonblöcken, die oben 0,60 m und unten 1,80 m breit waren und die die Last auf die volle Breite zweier Betonbahnen übertrugen, die vom alten zum neuen Standort des Wasserturms führten. Die Betonbahnen bestanden aus 10 cm Beton auf in den Lehmboden eingewalztem Kies.

Es wurden so viel vorgefertigte Betonklötze, Schienen und Stahlrollen vorgehalten, daß der Turm jeweils 15 m fortbewegt werden konnte. In dem Maße, wie die Blöcke hinter dem Turm frei wurden, wurden sie vor dem Turm wieder aufgelegt. Dieser Vorgang bestimmte das Tempo des täglichen Fortschritts von 15 m. Die tatsächliche Fortbewegung auf dieser Strecke nahm dagegen nur wenige Minuten in Anspruch. Als Zugmaschine diente ein Traktor, der durch einen Flaschenzug mit dem Schlitten verbunden war.

Einer Fortbewegung der Zugmaschine um 10 m entsprach daher eine Bewegung des Turmes um nur 1 m. Der Transport dauerte im ganzen 29 Tage. In den letzten Tagen wurde die Arbeit durch andauernden Regen, der den lehmigen Untergrund aufweichte, behindert. Hierbei trat einmal eine Setzung von mehr als 5 cm ein. Infolge der großen Steifheit des Schlittens hatte das aber keine nachteiligen Folgen für den Turm, und es ergaben sich auch keine Schwierigkeiten bei der Fortsetzung des Transports.

Weiß.

Bücherschau

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 110. Charisius, Drechsel u. Hummel: Ziegelsplittbeton, Festigkeitseigenschaften in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung. 68 S. mit 19 Bildern u. 53 Taf. Berlin 1952, Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 10,—.

Der Bericht stellt eine ausführliche Zusammenfassung der von verschiedenen Behörden und Fachverbänden in den Jahren 1949 bis 1951 erarbeiteten Versuchsergebnisse über den Ziegelsplittbeton dar. Die bereits teilweise vorher veröffentlichten Ergebnisse bestätigen die Erfahrungen der Praxis, daß der Ziegelsplittbeton bei geeigneter Verarbeitung einen vollwertigen Baustoff darstellt. Wie zu erwarten war, wird die höchste Druckfestigkeit bei gegebenem Zementanteil mit einer bestimmten günstigsten Kornverteilung des Bruchgutes erreicht, die etwa der Sieblinie 5 nach DIN 4163 entspricht. Die Eigenfestigkeit des Bruchgutes hat auf die Betonfestigkeit keinen Einfluß, solange der Zementgehalt unter 200 bis 270 kg/m³ bleibt. Erst ab 350 kg/m³ Zementgehalt bestimmt die Druckfestigkeit des Ziegelbruchgutes maßgebend die Betondruckfestigkeit. Von ausschlaggebendem Einfluß auf die Güte des Betons ist die vollständige Wassersättigung der Zuschlagstoffe, da sonst die Gefahr der Verdunstung des frisch angemachten Betons besteht. Die Wasseraufnahmefähigkeit von Ziegelsplitt beträgt rd. 22 bis 25 Gewichts-% des trockenen Splitts. Bruchgut aus Kalksandsteinen eignet sich nicht als Zuschlagstoff für Stahlbetonbauten.

Zusammenfassend stellt der Bericht fest, daß bei entsprechender Kornzusammensetzung und sachgemäßer Aufbereitung sich aus Ziegelbruchgut ein Beton der Güteklassen B120 und B160 herstellen läßt. Durch den Bericht werden eine Reihe von Bedenken und Zweifeln zerstreut, die größtenteils durch unsachgemäße Verarbeitung entstanden waren.

Schroeder.

Mayer, Max: Lebendige Baustatik, Band I: Die statische Berechnung. 248 S. mit 466 Bildern und 65 Tafeln. Berlin 1953, Bauwelt-Verlag. Ganzleinen DM 38,—.

Das vorgelegte Buch ist kein Lehrbuch der Baustatik, trotzdem es — neben einzelnen Teilabschnitten über Einfeldträger, Durchlaufträger, Fachwerke usw. — im Anhang einen sehr ausführlich gehaltenen Abriß der Balkenbiegungslehre und der vom Verfasser entwickelten Widerstand-Rechnung bei unverschieblichen Knoten enthält. Vielmehr ist es ein Buch, welches aufzeigen will, wie eine vorbildliche statische Berechnung zustandekommen soll, welche grundlegenden Gedankengänge vom Statiker vor Aufstellung der Berechnung durchzuführen sind hinsichtlich der klaren Gliederung, der treffenden, d. h. den wirklichen Verhältnissen im Bau weitgehend entsprechenden Systemauffassung, der im vorliegenden Fall jeweils zweckmäßigsten Rechenmethode, der notwendigen Rechengenauigkeit, der Rechenkontrollen und Fehleraufspürung usw. Es ist mithin überwiegend geschrieben für die Studierenden, denen es eine willkommene Ergänzung zu den theoretischen Lehrbüchern der Statik bedeuten wird, für die jungen Hochbauingenieure, denen es eine Vielzahl von Erfahrungen vermitteln wird, die ein Spezialist in seiner langjährigen statischen Tätigkeit gesammelt hat. Darüber hinaus werden aber auch erfahrene Berufskollegen das Buch hinsichtlich mancher Winke und Ratschläge und nicht zuletzt hinsichtlich der Leitsätze für die zweckmäßige und sinnvolle Durchführung der Statik-Prüfung nicht ohne Nutzen lesen.

Jung.

Rühl, Karl Helmut: Die Tragfähigkeit metallischer Baukörper in Bautechnik und Maschinenbau. Eine Übersicht über die Fragen der Tragfähigkeitslehre und -forschung bei Stahl und Leichtmetall. VIII, 84 S. mit 143 Bildern und 23 Kurven-tafeln. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 24,—, Leinen DM 27,—.

Die klassische Festigkeitslehre für homogene und isotrope Körper ist in den letzten Jahrzehnten durch zahlreiche Forschungsarbeiten derartig ausgeweitet und vertieft worden, daß sie vom Konstrukteur der Praxis kaum noch überblickt, geschweige denn verarbeitet werden kann. Hinzu kommt, daß die Untersuchungen und ihre Auswertungen in vielen einzelnen Veröffentlichungen verstreut sind, die der Mehrzahl der Fachleute heute kaum erreichbar sind.

¹⁾ Nach Concr. Constr. Engng. 48 (1953), Heft 1, S. 9 ff.

Der Verfasser hat nun den Versuch unternommen, das gesamte Erfahrungs- und Gedankengut in einem Buch nach systematischen Gesichtspunkten zusammenzufassen. Dieser Versuch muß als vollkommen gelungen bezeichnet werden. Es ist ein Werk entstanden, das viel mehr ist als eine Sammlung von Erfahrungs- und Versuchswerten. Es kann im guten Sinne als höhere Festigkeitslehre für metallische Körper bezeichnet werden. Der besondere Wert des Buches liegt darin, daß der Verfasser die wissenschaftlichen Ergebnisse in enger Annäherung an die Bedürfnisse der Praxis sehr anschaulich nicht nur darstellt, sondern auch kritisch gegeneinander abwägt und bewertet. Die Zusammenhänge werden eingehend erläutert und die Formeln so ausführlich, wie es für das Verständnis und die Rechnungen der Praxis notwendig ist, abgeleitet. Damit werden die Forschungsergebnisse unmittelbar der Auswertung für die Aufgaben der Praxis erschlossen.

Nach einleitenden Gedanken über Sinn und Zweck der Festigkeitsrechnungen bringt das Buch zunächst einen geschlossenen Abriss der experimentellen Spannungs- und Dehnungsermittlung, in dem alle modernen Verfahren und Geräte für Messungen am Baukörper und Modell erläutert werden. Es folgt ein Abschnitt über die Ergebnisse der Spannungs-Untersuchungen mit den Formzahlen. Die weiteren Abschnitte behandeln die Tragfähigkeit bei statischer Belastung, bei Eigenspannungen des Körpers, die Dauerfestigkeit und die Tragfähigkeit bei schlagartigen Belastungen.

Das Buch ist nicht nur für den Maschinen-Ingenieur, sondern auch für den Bauingenieur ein wertvoller Helfer in allen schwierigen Konstruktionsfragen, auf die die klassische Elastizitätstheorie keine eindeutigen Antworten geben kann. Auch der Stahlbetonbauer wird für Dehnungs- und Spannungsmessungen aller Art, insbesondere für die Beurteilung hochwertiger Spannstähle viele Anregungen und Aufklärungen finden. Der Stoff ist bemerkenswert straff und klar verarbeitet. Das Buch kann somit allen mit einschlägigen Aufgaben beschäftigten Fachleuten warm empfohlen werden.

Bautechnik-Archiv, Heft 8. Vorträge der Baugrundtagung 1952 in Essen. VIII, 97 S. mit 165 Bildern. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 12,—.

Die Vorträge der Baugrundtagung 1952 in Essen gesammelt als Heft 8 der Reihe *Bautechnik-Archiv* herauszugeben, war ein ausgezeichnete Gedanke, der häufigere Nachahmung verdient. Nicht nur bleibt den etwa 900 Teilnehmern das Gehörte dadurch genau im Gedächtnis, sondern solchen, die fernbleiben mußten, wird die Tagung vom 30. Januar bis 2. Februar 1952 zu einem willkommenen Erlebnis. Die erst 1950 gegründete Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, welche mit der Arbeitsgruppe Baugrund im Fachnormenausschuß Bauwesen ihre erste Tagung veranstaltete, hat mit der Veröffentlichung sich aufs beste empfohlen, nicht allein im Inland, sondern vor allem auch im Ausland. Diese Tatsache ist angesichts des im August 1953 kommenden Internationalen Kongresses für Baugrundmechanik und Grundbau in Zürich von Bedeutung. Hierzu sind zum erstenmal seit rund 14 Jahren wieder deutsche Gelehrte eingeladen.

Das Heft 8 gibt mit seinen 15 längeren und kürzeren Vorträgen und 165 Abbildungen zusammen mit der übersichtlichen Eröffnungsrede des Vorsitzenden Dr.-Ing. Lohmeyer den Querschnitt durch das neuere Schaffen der deutschen Bauingenieurwissenschaft in West und Ost auf dem theoretischen und praktischen Gebiet der Baugrundforschung. Die Theorie kommt zu Wort in allgemeinen Untersuchungen von Ohde (Die Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Staudämmen), sodann in der Behandlung spezieller bodenmechanischer Probleme, z. B. der Gewölbebildung bei der Erddruckverteilung (Tschebotarioff), im Bergbau (Schultze), bezüglich Tragfähigkeit starrer Spundwände (Lorenz), für Schlammhöden (L'Herminier), Porenwasserdruck (Siedek). In den übrigen Vorträgen werden aus der Praxis hochinteressante Beobachtungen und Vorfälle berichtet, sei es aus Großversuchen, z. B. betr. Ramm-pfähle, Drucksonden, aufgeschüttete Bergehalde, sei es aus Bauwerksausführungen betr. Deichbauten im Emscher Gebiet. Vor allem ist aber hier hervorzuheben der spannende Bericht von Bernatzik über das Anheben des Kraftwerks Hessigheim am Neckar mit Hilfe von Zementunterpressungen und der Bericht von Lohmeyer über Staudämme aus Steinschüttung, bei denen die Dichtungsschicht auf der Wasserseite interessiert.

Das Heft enthält also keine Wiederholung oder Zusammenstellungen früherer Forschungsergebnisse, sondern wertvolle Studien und neue Gesichtspunkte, die sich durch ihre Kürze und Würze einprägen. Bei den einzelnen Themen ist das jeweilig am Schluß aufgeführte Schrifttum aufschlußreich.

Neuffer.

Finnern, Richard: Taschenbuch der Bauwirtschaft. Zweite, neu bearbeitete u. erweiterte Aufl. XIX, 372 S., mit 36 Bildern u. 40 Tafeln. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 13,50, EFGanzeleinen DM 16,50.

Das Taschenbuch bringt eine Zusammenfassung aller für die Bauwirtschaft wichtigen Vertrags- und Rechtsfragen und behandelt in umfassender, auch für den Nichtjuristen leicht verständlicher Form alles Wissenswerte über Verträge, Bau-, Gewerbe-, Grundbuch- und Gesellschaftsrecht. Auch auf Rationalisierung, Kostenberechnung und Preisermittlung wird eingegangen. Sogar die Wirkungsweise und Leistung von Baumaschinen werden behandelt. Ein Verzeichnis über einschlägiges Fachschrifttum gibt am Ende des Buches Auskunft, wenn man sich über spezielle Fragen eingehender unterrichten will.

Nach zwei Jahren erscheint das Taschenbuch jetzt in der zweiten Auflage, ein Beweis, wie groß in den Fachkreisen das Interesse ist. Das Buch kann jedem Ingenieur der Praxis bestens empfohlen werden. Für den Studierenden des Bauwesens gibt es eine Fülle wertvoller Anregungen.

Drehse.

Förspänd betong. Bearbeitet von Civiling. Anders Wärfeldt. 221 S. mit 190 Bildern. Stockholm 1952, SVR: s Förlags AB. Geh. kr. 18,75.

In der Einleitung gibt Prof. tekn. dr. Georg Wästlund, Stockholm, eine umfassende, klug abwägende Übersicht über Vorteile und Ausgestaltung der vorgespannten Konstruktionen in Europa. Anschließend behandelt Civ.-Ing. Erik Kalhauge, Dänemark, die Systeme Freyssinet, Magnel und BBRV, bei denen 5 bis 7 mm dicke, kaltgereckte, nur wenig legierte Drähte als Spannglieder dienen und die in Skandinavien Kabelbeton genannt werden. Civ.-Ing. Ivar Häggbom, Chefkonstrukteur der Skanska Cementgjuteriet, Stockholm, bringt die Darstellung deutscher Verfahren, wie Baur-Leonhardt und Dywidag. Es ist deutlich, daß seine Vorliebe dem Dywidag-Spannbeton gilt. Die Verfasser behandeln auch die wirtschaftlichen Gesichtspunkte.

Chefing. Ulf Bjuggren gibt eine sehr umfassende Übersicht über den in Schweden hochentwickelten Stahlsaitenbeton der von ihm geleiteten nach Hoyer arbeitenden „Strängbetongfabrik“ (Sträng = Saite). Bjuggrens Beitrag kommt aus der wirklichen Praxis mit einer mehr als 10jährigen Erfahrung. Er bringt so vieles, was sich mit den Laborversuchen in Stuttgart, Zürich und a. o. weitgehend ergänzt, daß man darnach diesen Sektor des Fertigbetons sehr gut überschauen kann. Bjuggren spricht z. B. ganz ernst von dem sogen. „Hoyereffekt“, über den man vor etwa 8 Jahren gelacht hat. Hoyer könnte sich freuen ob der Rechtfertigung.

Göte Fritzell, Büroing. in der Verwaltung der Wege und Wasserstraßen, Abt. Brückenbau, unterzieht weiter die Bestimmungen oder besser gesagt die Bestimmungslosigkeit der Bauten in vorgespanntem Beton einer eingehenden Kritik, und anschließend berichtet eine Anzahl von Diskussionsrednern über ihre Erfahrungen bei Ausführung von Bauten und über die wirtschaftlichen Ergebnisse im Vergleich mit gewöhnlichem Stahlbeton.

Abschließend behandeln tekn. lic. Uko Muellersdorf und Civ.-Ing. Lars Östlund klar und ausführlich die Berechnungsgrundlagen und eine Reihe von ausgeführten Bauten.

Das Buch dient in erster Linie zur allgemeinen Einführung, weist die Vorzüge des vorgespannten Betons auf, spricht nicht von Nachteilen und Rückschlägen, wie gewöhnlich — nicht, gibt einem Ingenieur vom „Kontinent“ nicht sehr viel Neues, wohl aber einen sehr guten Einblick in die besonderen skandinavischen Verhältnisse.

Weiss, Stockholm.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Fries, Walter: *Fachwerk und Rahmenwerk.* Ein systematischer Grundriß der Statik des ebenen Tragwerkes. 378 S. mit 365 Bildern. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1953, Springer-Verlag. Ganzleinen DM 42,—.

Graf, Otto: *Die wichtigsten Baustoffe des Hoch- und Tiefbaus.* 4., verbesserte Aufl. (Sammlung Göschen Bd. 984). 131 S. mit 63 Bildern. Berlin 1953, Walter de Gruyter & Co. Geh. 2,40 DM.

Löser, Benno: *Bemessungsverfahren.* Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. 14. Aufl., ergänzt von Helmut Löser. XII, 304 S. mit 290 Bildern und 101 Zahlentafeln. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 16,50, geb. DM 19,50.

Mischke, Walter, u. Castor, Josef: *Zahlen, Maße und Funktionen im Bauwesen.* Die mathematischen Grundlagen für Bautechniker, Architekten und Bauingenieure. 176 S. mit zahlreichen Bildern im Text. Darmstadt 1953, Otto Elsner Verlagsgesellschaft. Geh. DM 7,80.